TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA, DOS ALUNOS DO I.S.T.

84

"LUSALITE"

fibro-cimento nacional

INCOMBUSTÍVEL
LEVE
RESISTENTE
ISOLADOR
IMPUTRESCÍVEL

EM

Tubos para pressões hidráulicas de 3 a 12 K.os/cm.2
Chapas onduladas para coberturas
Chapas lisas para revestimento de tetos, tabiques, etc.
Produtos da Sociedade Portuguesa de Fibro-cimento

ÚNICOS CONCESSIONÁRIOS:

CORPORAÇÃO MERCANTIL PORTUGUESA, L.DA

Rua de S. Nicolau, 123

Telefones: 2 3948 — 2 8941 — **LISBOA** — Telegramas: **Lusalite**

Barricas de 180 kilos

Sacos de juta de 50 kilos

Sacos de papel de 50 kilos

Sede: Rua do Caes de Santarem, 64, 1.º — LISBOA
Filial do Norte: Rua Formosa, 297, 1.º — PORTO

AGÊNCIAS EM TODO O PAÍS

NÚMERO
84
Abril-1937

TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA
DOS
ALUNOS DO INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Redacção e Administração: AV. ROVISCO PAIS, IST / LISBOA-N. / TEL. 49144 (linha 50)

DIRECTOR
MANUEL BRAVO
ADMINISTRADOR
LUÍS GUIMARÃIS LOBATO
CORPO REDACTORIAL
J. AUGUSTO DOS SANTOS
JOSÉ M. P. ATHAYDE
LUÍS M. FORTE

NÚMERO AVULSO..... 5$00

ASSINATURAS:

	3 N.os	6 N.os	12 N.os
Continente e Ilhas	12$00	23$00	44$00
Colónias Portuguesas e Espanha...	—	30$00	55$00
Estrangeiro...	—	40$00	70$00

EDITOR E PROPRIETÁRIO
ASS. DOS ALUNOS DO I. S. T.

COMPOSTO E IMPRESSO
NAS
OFICINAS FERNANDES
RUA CRUZ DOS POIAIS, 103
TELEFONE 2 7784 // LISBOA

SUMÁRIO

		Págs.
Uma revolução nas técnicas do betão	Eng.º E. Freyssinet	179
A Sub-Estação de Condeixa, da União Eléctrica Portuguesa	Eng.º Paulo de Barros	197
Erros cometidos com o emprêgo dos processos estereofotogramétricos nos levantamentos de cartas em grandes escalas	Eng.º António de Carvalho Xerez	207
Notas Bibliográficas		217
Publicações recebidas		218

PERMITIDAS AS TRANSCRIÇÕES QUE INDIQUEM:
"TECNICA,,
REVISTA DE ENGENHARIA, DOS ALUNOS DO I. S. T.

MUNDET & C.ª L.DA

Produtores, fabricantes e exportadores de cortiça e de todos os produtos dela derivados

Séde: SEIXAL—Fábrica: MONTIJO (Nascente)

AGENCIA GERAL

Dirigida por: Engenheiro José Belard da Fonseca e Construtor Amadeu Gaudêncio

ESCRITÓRIO: Rua Dr. Alexandre Braga, 55 // Telefones P. B. X. 4 3191 - 4 3192 // LISBOA // Sociedade de Construções Amadeu Gaudêncio, Limitada

O Parquet em mosaico de cortiça constitui o mais agradável, o mais cómodo, o mais decorativo e o mais higiénico pavimento de qualquer habitação

Engenheiro Civil I. S. T.

Ricardo E. Teixeira Duarte

Captagens de água subterrânea
Sondagens e Poços artezianos
Fundações em terrenos aquíferos

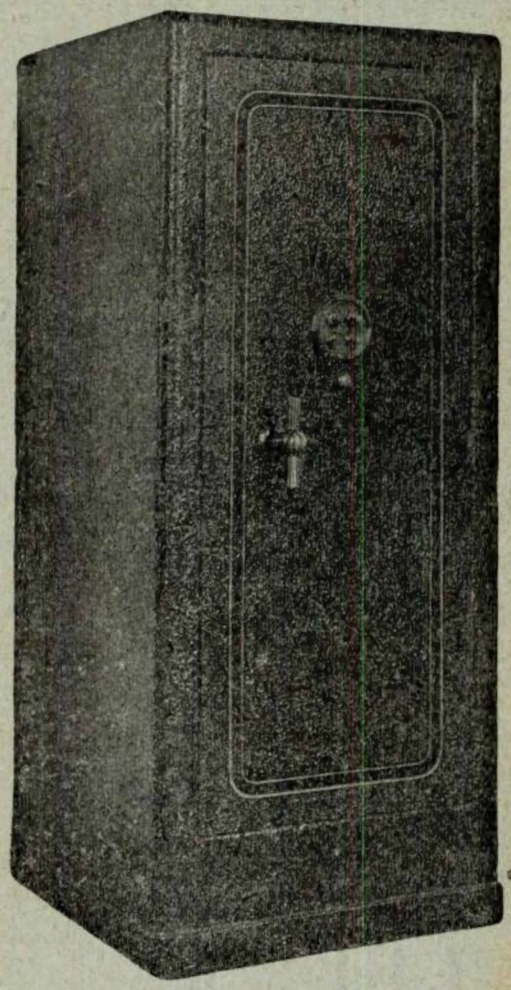
RUA AUGUSTA, 280, 4.º (ELEVADOR)

Telefone 2 3962

LISBOA

Fábrica Portugal, L.DA

Regueirão dos Anjos, 96—LISBOA



SEGURANÇA ABSOLUTA CONTRA

SALAS DE EXPOSIÇÃO E VENDA:

Rua Febo Moniz, 2 a 20—Telef. 4 7158
Praça dos Restauradores, 49 a 54—Telef. 2 4948
Avenidas da República e Elias Garcia—Telef. 4 7159
Rua da Graça, 82 e 84—Telef. 4 7160

Compram-se

NA REDACÇÃO

DA TÉCNICA

os n.os 10, 24, 34

DESTA REVISTA

Large engineering concern, manufacturing Diesel engines and other attractive specialities, well known in Portugal, is looking out for

REPRESENTATIVE.

Consideration will be given only to firm of good financial standing, with necessary technical staff or willing to engage specialist and with extensive relations with Government Offices, Industrial and Shipping concerns. Detailed offers indicating agencies already held, are invited under Cipher A. P. 2069 to Havas, R. do Ouro, 242.

Nova edição das Tabelas de Resistência de Materiais

do Prof. V. FERREIRA — A SAIR EM JUNHO

"Modernas concepções da mecânica"

Lições realizadas no Instituto dos Altos Estudos da Academia de Ciências de Lisboa

Pelo Doutor Aureliano de Mira Fernandes

(Separata da "TÉCNICA")

Regulamento do Betão Armado

(Separata da «TÉCNICA»)

"Regulamento de pontes metálicas"

Nova edição da separata da «Técnica»

A' VENDA NA

Associação dos Estudantes do Instituto Superior Técnico

União Eléctrica Portuguesa, S. A.

SEDE SOCIAL

Rua Duque de Loulé, 243 — PORTO

CAPITAL { Acções..... 40:000 contos
Obrigações 11:000 contos

ELECTRICIDADE DO LINDOSO

FORÇA { Hidráulica..... 40:000 HP
Térmica ..... 20:000 HP

Potência já contratada 20:000 HP
Potência disponível... 22:000 HP

Extensão total das linhas em exploração : 700 quilómetros

Facilidade para electrificação de fábricas e linhas distribuïdoras nas zonas de PORTO, Braga, Coimbra, Figueira da Foz, Leiria, Alcobaça, Tomar, Caldas da Rainha, etc.

Consultai as nossas tarifas

CIMENTO

SECIL

Experimentem a nova embalagem em sacos de papel, absolutamente segura, impermeável e sem devolução

Delegação em Lisboa: R. DO COMERCIO, 56, 3.º

Endereço telegráfico: SECIL-Lisboa
TELEFONES : 2 8201, 2 8202 e 2 9166

FÁBRICA EM OUTÃO (SETÚBAL)

Azeitão 404 Setúbal 283

Sondages. Etanchements. Consolidations "Procédés Ródio"

Sondagens geológicas

Estudo da resistência e permeabilidade de terrenos; laboratório geofísico

Consolidação e impermeabilisação de terrenos e alvenarias por meio de injecções de cimento, produtos químicos, etc.

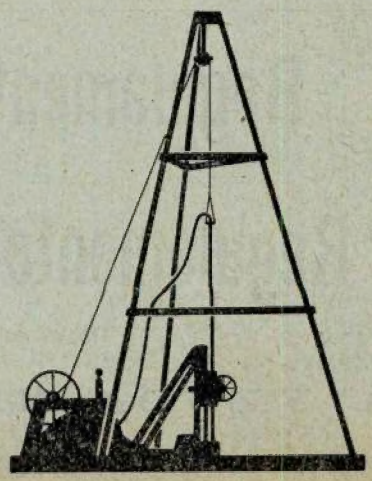
Estacas de beton armado, sistema **Ródio** sem fazer trepidar o solo

Rebocos comprimidos por «cement gun»

Fundações em terrenos difíceis por congelação artificial, ou baixando o nível da agua friática.

Sociedade Anónima com séde em PARIS

As melhores referências no paiz e no estrangeiro



Engenheiro delegado para Portugal

Walter Weyermann

P. do Município, 32-2.º--LISBOA Tel. 2 8685

TÉCNICA

MANUEL BRAVO
DIRECTOR

ANO XII - N.º 84 ABRIL DE 1937

Uma revolução nas técnicas do betão

PELO ENG.º E. FREYSSINET

Solicitámos ao Engenheiro Freyssinet o favor da sua colaboração; o distinto investigador acedeu ao nosso pedido, enviando-nos, juntamente com o presente artigo, uma cativante carta, prometendo-nos continuar a colaborar na «Técnica». Os alunos do Instituto agradecem-lhe a gentileza, que muito os sensibilisou. O assunto dêste artigo foi o de uma conferência realizada por E. Freyssinet na Société des Ingénieurs Civils de France.

Os métodos que vou expôr são o resultado de investigações efectuadas sem interrupção desde o início da minha carreira de engenheiro.

Anteriormente a 1928, não lhes consagrei senão raros momentos. Mas desde esta época, renunciei a tôda a ocupação para consagrar ao seu desenvolvimento todos os meus meios intelectuais e materiais.

Posso hoje dizer, que cheguei a criar um corpo de doutrina e de processos de execução, que fazem da associação betão-ferro, tratada por êstes métodos, um material inteiramente novo, possuindo propriedades muito diferentes das do betão armado ordinário, que aumentará consideràvelmente as possibilidades técnicas e modificará radicalmente o custo da produção dos trabalhos.

Antes de ir mais longe, vou dar uma prova experimental da razão de ser desta afirmação. Ides vêr que se pode, por uma simples mudança nas condições mecânicas de execução, a maior parte das vezes realizável sem aumento do prêço unitário do betão, multiplicar por um coeficiente da ordem de dez unidades a resistência útil duma construção de betão e aço.

Tomemos 2 tubos de cimento armado, de 44 cm. de diâmetro interior e 3,5 cm. de espessura, aproximadamente, idênticos sob o ponto de vista da dosagem do betão, das disposições e da qualidade das armaduras. Para o primeiro, o betão foi vibrado o melhor possível por lâminas de aço, fixas em vibradores eléctricos rotativos deslocados na massa. O segundo foi vibrado da mesma maneira, mas procedeu-se em seguida a uma compressão do betão efectuada de modo a submeter as armaduras a uma tensão permanente de cêrca de 120 a 130 Kgs/mm2, equilibrada por uma compressão permanente do betão de cêrca de 500 Kgs/cm2.

Na prática êste tratamento não custa nada, porque se êle acarreta certas complicações dos moldes também permite desimpedi-los muito depressa e suprime tôda a necessidade de cofragens imobilizadas para efeito do endurecimento. Estes dois tubos custam aproximadamente o mesmo prêço.

As armaduras têm secções tais que para cada quilograma de pressão interior o aço trabalha a 1,55 Kgs/mm2.

Com uma mesma bomba, submeto-os, por meio de um tubo em Y, à mesma pressão que aumento progressivamente. O primeiro começa a ter fugas sob uma pressão compreendida entre 8 a 9 kgs., estas fugas agravam-se ràpi-

damente e não acabam mesmo quando a pressão volta à vizinhança de zero.

Ponho-o fora do ensaio fechando uma torneira e continúo a elevar a pressão. Constatamos que o segundo tubo suporta sem a mínima fuga, pressões dez vezes superiores às que provocariam a rotura do primeiro tubo. A junta estanque do dispositivo de ensaio tendo cedido sob uma pressão de 80 Kgs/cm2 e não podendo nós continuar o ensaio, retomá-lo-emos no fim da sessão, após a substituïção da junta (1).

Se pudessemos fender o tubo, verificaríamos que êle se torna estanque sob pressões pouco inferiores às que provocam a rotura.

Resultados inteiramente novos e surpreendentes podem ser obtidos em todos os domínios da construção do betão armado.

Vou procurar no curto lapso de tempo de que disponho, fazer-vos percorrer comigo os caminhos que aí me conduziram.

Áqueles a quem a questão interesse mais particularmente encontrarão, numa brochura que vou editar por intermédio da «Librairie de l'Enseignement Technique» (2), explicações mais completas.

Inicialmente, as minhas investigações visavam fins puramente teóricos.

As observações sôbre obras, feitas vários anos antes da guerra de 1914, tinham-me levado a pensar que as propriedades mecânicas reais dos betões eram absolutamente diferentes daquelas que então se tinham.

As circunstâncias afrouxaram as minhas investigações e sòmente em 1926 é que eu pude obter provas experimentais certas da existência de um fenómeno até à data ignorado, apesar de muito importante: a deformação mecânica diferida dos betões.

Um betão colocado num meio de estado higrométrico constante e suposto em equilíbrio higrométrico com êste meio sofre, quando sujeito a cargas, uma deformação instantânea parcialmente elástica. Esta é seguida duma deformação diferida, a qual se desenvolve lentamente segundo uma lei do tempo que é uma soma de exponenciais.

Os valores limites destas deformações lentas são proporcionais à deformação instantânea, os coeficientes de proporcionalidade são contudo variáveis, segundo a natureza do betão e o estado higrométrico do meio, entre um valor muito fraco e três a quatro vezes a unidade.

Tal como a deformação instantânea, a deformação lenta é parcialmente elástica e reversível, mas para uma fracção mais fraca e ùnicamente em certas condições.

No princípio do ano de 1929, pude dar o enunciado completo das leis do fenómeno e provar que a deformação lenta sob uma carga constitue simplesmente uma fracção das deformações normais elástica e plástica diferida por causas ligadas ao fenómeno da prêsa.

Apresentei uma teoria onde se considera êste fenómeno, assim como aquele outro há muito conhecido da deformação higrométrica ou prêsa, como uma conseqüência dos fenómenos de capilaridade ou, mais geralmente e mais exactamente, uma conseqüência do jôgo de atracções moleculares de que a capilaridade não é mais do que uma manifestação.

Esta teoria não é, contudo, específica dos cimentos, é uma série de teoremas de Termodinâmica, válida para todo o corpo de aparência sólida, contendo uma rêde de interstícios ou poros suficientemente finos, ocupados parte por líquido parte por uma atmosfera gazosa. Chamo a êstes corpos os pseudo-sólidos.

Ela impõe-se com tôdas as suas conseqüências, a menos que repudiemos em bloco o conjunto das hipóteses moleculares que constituem a base de tôda a física moderna.

A primeira conseqüência desta teoria, é que se um corpo comportando interstícios molhados e colocados numa atmosfera contendo o vapor dêste líquido à pressão εH, sendo H a tensão de saturação, tende-se a estabelecer um equilíbrio no qual:

(1) O ensaio foi retomado no fim da sessão. O tubo fendeu-se sob uma pressão de 90 Kgs/cm2. Os dois tubos foram em seguida quebrados a maço, o que permitiu verificar que as armaduras eram idênticas. O tubo tratado resistiu melhor que o tubo testemunha, e não cedeu senão a seis enérgicos golpes de maço de 8 kgs, manejado por um homem robusto, o que prova que a compressão de cêrca de 500 kgs. à qual o betão foi submetido, era ainda muito afastada da sua resistência à rotura.

(2) Esta brochura já está editada.

1.º) Todos os meniscos que limitam o líquido se encontram em regiões de interstícios tais que a condição $\frac{2A}{D} = \pi = 1.300 \log. \text{nep} \frac{1}{\varepsilon}$ seja satisfeita nesta equação:

A = tensão superficial da água

$$D = \frac{2}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}}$$

onde R_1 e R_2 são os raios principais de curvatura do menisco no ponto considerado.

π = tracção unitária sofrida pelo líquido e imposta por êle ao sólido que molha.

No caso dum interstício lamelar, *D* é pràticamente a espessura do interstício no ponto de estabelecimento dos meniscos, tem o mesmo valor para todos os canais e em todo o ponto do corpo se se supõe o equilíbrio atingido.

Para a água e para os valores de ε:

$$\frac{1}{5} \quad \frac{2}{5} \quad \frac{3}{5} \quad \frac{4}{5} \quad \frac{9}{10} \quad \frac{95}{100}$$

π, em kilogramas por centímetro quadrado, toma os seguintes valores:

2090 1190 665 290 140 65

os comprimentos *D* são os seguintes:
em milionésimas de milímetros:

0,76 1,34 2,40 5,50 11,40 24,60

em diâmetros moleculares de água (0,26 $\mu\mu$):

2,9 5 9 21 44 95

2.º) A segunda conseqüência é que se um corpo de volume V comporta vasios de volume total ω V, de que uma fracção ω_m V está molhada, êste corpo está submetido a um triplo estreitamento devido às tensões π cujos efeitos são absolutamente análogos aos de um triplo estreitamento exterior cuja intensidade fôsse:

$$\Phi = \omega \times 1.300 \log. \text{nep}. \frac{1}{\varepsilon}$$

Em particular êste estreitamento determina uma diminuïção das três dimensões lineares do corpo igual a

$$\omega_m \times 1.300 \log. \text{nep}. \frac{1}{\varepsilon} \times \frac{1}{E_1}$$

Sendo E_1 o módulo de deformação do corpo considerado, relativo a um estreitamento tríplo.

3.º) A terceira conseqüência é que todos os coeficienies exprimindo algumas das propriedades mecano-termo-higrométricas duma amostra de betão são funções complexas de certos parâmetros definindo a variação de ω_m segundo a de ε ou das contracções sofridas pelo corpo, do coeficiente de dilatação do esqueleto sólido do corpo, do líquido que o molha, e de todos os parâmetros tais como a temperatura, as contracções principais, etc., definindo o estado físico do betão em cada ponto da amostra e da sua lei de variação.

Os módulos elásticos, o coeficiente de dilatação, as resistências unitárias, variam então com as condições físicas do betão e do meio e com a história destas condições, em proporções consideráveis.

Entre outras conseqüências curiosas desta teoria assinalo a seguinte, verdadeiramente notável: é que o betão pode aumentar de volume por uma compressão exercida numa única direcção.

Parece estar completamente verificado por numerosos ensaios que a Comissão de betão armado de 1906 deixou consignados no seu relatório, sem os discutir nem os interpretar.

Sendo tôdas as propriedades mecânicas dos cimentos função das propriedades geométricas e mecânicas da rêde vasios ω, procurei meios para estudar estas propriedades.

Não se podem utilizar meios ópticos, sendo as dimensões a medir de 100 a 1000 vezes inferiores aos menores pormenores distingüíveis pelos mais potentes meios actualmente conhecidos.

Podemos deduzi-las de pesadas sucessivas por meios que tenho expostos nas minhas publicações, mas como estas experiências são muito delicadas, demandam imenso tempo.

A previsão teórica das propriedades das rêdes intersticiais dos cimentos oferece, então, um grande interêsse.

Vou demonstrar que esta previsão é possível graças a considerações de ordem muito geral e não ùnicamente limitadas aos cimentos: são válidas para todos os corpos em que a passagem do estado líquido ao estado sólido se faz por agrupamento de fracções de molé-

culas, implicando o desdobramento de partículas materiais atravéz do meio líquido. No caso dos cimentos, os sais anidros do «clinker» entram em solução no estado de iões móveis no líquido; a prêsa é devida ao facto dêstes iões poderem constituir com certos agrupamentos das moléculas de água, associações nas quais a situação das moléculas de água em relação aos outros elementos é fixa e determinada, o que é característico do estado sólido. Estas associações constituem aquilo a que chamarei os germens de hidratos sólidos.

Devido à desordem completa da agitação molecular, tais associações são fortuitamente possíveis em todo o ponto da massa, mas elas não são estáveis sem que a riqueza em iões do meio ultrapasse, em tôrno delas, um certo mínimo.

O sistema disperso assim formado tende a reduzir ao mínimo a sua energia superficial, o que significa, que se os germens sólidos já formados entram fortuitamente em contacto, a sua associação é mais estável que cada uma delas isoladamente, e tanto mais quanto mais importante for o agrupamento realizado — êste manter-se-á então, mesmo que a percentagem de concentração desça abaixo de um certo mínimo necessário para a formação de um germen isolado.

Êste abaixamento de concentração realizar-se-à além disso pela fixação, ao agrupamento, dos iões salinos da vizinhança, à medida que a agitação molecular os levar ao contacto dêle.

O meio tornar-se-á então impróprio para a formação de germens novos e os que pudessem existir serão destruídos ou anexados pelos corpúsculos sólidos em formação. Esta acção destruïdora dos germens, conseqüência da tendência de todo o sistema disperso a reduzir a sua energia superficial a um mínimo, é limitada pelas dificuldades de deslocamento das moléculas ou dos iões; quere dizer, pelos atritos líquidos ou sólidos que se opõem ao transporte dos materiais de constituïção dos corpúsculos sólidos.

Em todo o ponto onde o equilíbrio entre a chegada de elementos moleculares vindos dos sais do «clinker» e a sua fixação pelos corpúsculos em formação permitir uma taxa de concentração suficiente, formar-se-á um germen novo cujo crescimento abaixará a taxa de concentração na sua vizinhança.

Chega-se então à concepção de que no sistema disperso formado pela água, os sais do «clinker», e os hidratros em formação, se tende a formar um número de germens limitado.

Êste número será muito grande se as dificuldades de deslocamento dos elementos moleculares são muito grandes, e se as circunstâncias tais como uma grande diferença de solubilidade entre os sais do «clinker» e os hidratos formados favorecem a criação e a manutenção duma forte sobresaturação.

No caso duma sobresaturação nula e duma fraquíssima viscosidade, será muito pequeno; encontrando-se, então, nas condições em que a formação de um cristal único é possível.

Consideremos o caso da formação dum grande número de germens que originam outros tantos corpúsculos engrossando pela sua periferia, graças à adesão de elementos de moléculas transportados pela agitação molecular no seio do líquido.

Cada corpúsculo possui um núcleo central no qual as moléculas, submetidas ao máximo das atracções moleculares estão organizadas com a máxima densidade, e uma camada superficial menos densa contendo lacunas e na qual a matéria se encontra submetida a atracções moleculares de resultante inferior ao máximo.

No princípio da sua formação podem-se admitir para os corpúsculos formas esferoidais, actuando activamente sôbre os pequenos elementos a lei do mínimo das energias de superfície.

A partir de certas dimensões, aliás ainda muito pequenas, as fôrças de orientação molecular podem destruí-la e provocar o crescimento dos corpúsculos segundo as formas normais dos cristais.

Se considerarmos dois corpúsculos vizinhos, de configuração esferoidal (fig. 1), definidos pelas suas superfícies médias, a velocidade das trocas num ponto M situado a uma distância x duma zona P onde a chegada dos iões não é limitada, varia com a largura D do canal subsistindo entre os corpúsculos, a sua profundidade e a forma.

As chegadas serão tanto mais lentas quanto mais estreitos os canais.

O crescimento dos germens far-se-á então segundo as formas indicadas na fig. 2 por F_1, F_2, F_3...; a velocidade local de crescimento será tanto menor quanto mais próximo da linha dos

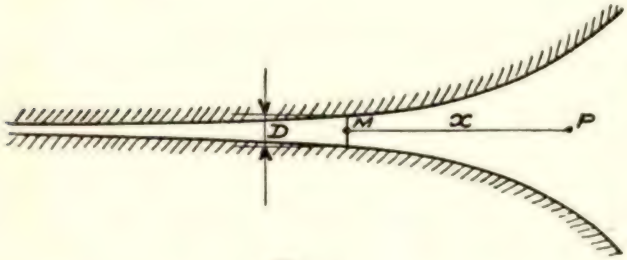


Fig. 1

centros se encontrar o ponto considerado. Concebe-se então que a forma exacta das superfícies sucessivas dos corpúsculos possa ser deduzida de hipóteses sôbre as propriedades dos meios onde se efectua a sua formação.

Quaisquer que sejam estas hipóteses, é evidente que o preenchimento total dos interstícios correspondente à existência para dois corpúsculos vizinhos duma mesma superfície limite, traçada a ponteado na fig. 2; é impossível num intervalo de tempo finito, admitindo mesmo que os elementos moleculares solidificáveis fôssem disponíveis em qualidade ilimitada. Em geral, aliás, não sucederá assim, e a forma limite dos corpúsculos será determinada precisamente pela disponibilidade em elementos moleculares solidificáveis. Raciocínios do mesmo género, conduzir-vos-iam a conclusões análogas para outros corpos quaisquer diferentes dos cimentos, e nos quais a passagem do estado líquido ao estado sólido implicasse em vez de uma adesão, uma eliminação de partículas (eliminação de solventes, condensações moleculares com eliminação de certos elementos).

Verifica-se, em resumo, que um corpo qualquer no qual a passagem ao estado sólido se faz por reagrupamento de elementos moleculares implicando o deslocamento de partículas materiais, não pode ser obtido no estado compacto; fazendo-se a solidificação, necessàriamente, acompanhada da constituïção duma rêde de vasios semelhante sob muitos pontos de vista às rêdes vasculares dos sêres organizados, podendo-se em muitos casos estender a analogia até ao seu modo de formação.

A complexidade e a extensão destas rêdes dependem do número de germens que se formam, o qual por sua vez, depende das condições que indiquei; a espessura dos interstícios que os constituem dependem da riqueza do meio em elementos solidificáveis, relativamente ao vasio total a preencher.

É claro que as propriedades mecânicas dos produtos dependerão:

1.º) Do grau de evolução das formas dos corpúsculos; superfícies tais como *1* correspondem a um cimento mole e sem resistência; as superfícies tais como *5* a um cimento cujas propriedades mecânicas são vizinhas das de um cristal único.

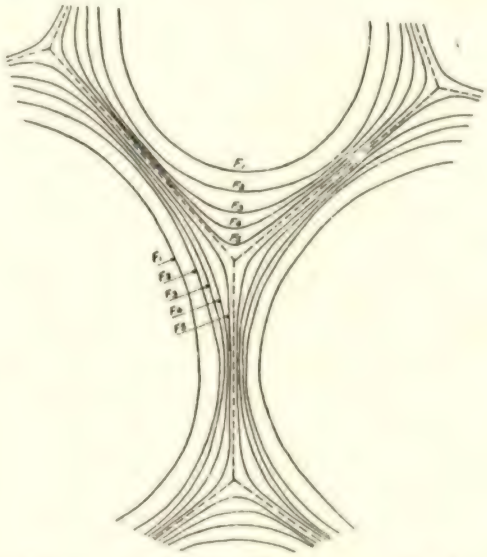


Fig. 2 — *Formas sucessivas dos corpúsculos dos cimentos e dos espaços intersticiais*

2.º) Da natureza destas superfícies; um aumento relativo das zonas de fraca densidade aumentam a plasticidade e a resistência à tracção.

3.º) Das dimensões absolutas dos corpúsculos que têm como conseqüência.

a) As variações da extensão da zona de contacto entre êles.

b) A da grandeza absoluta dos canais que os separam; por conseguinte a facilidade de deslocamento das moléculas no interior do corpo, da qual depende a estabilidade físico-química.

Esta depende então dos mesmos factores que a resistência física e varia com esta.

O estudo das condições de variação do número e da forma dos corpúsculos permite,

então, prever as propriedades dos produtos obtidos e actuar sôbre estes na mesma medida com que se puder actuar sôbre as condições de variação.

Desde já se podem tirar conseqüências práticas importantes da relação evidente entre as formas dos germens e a compacidade. Seja c o volume de cimento na unidade de betão; Kc o volume no estado anidro do cimento que está hidratado no instante em que o betão foi examinado; $Kc\ (1 + H)$ o volume de hidrato formado e o volume de água existente depois de vasado e antes de prêsa.

O volume $1 - \Gamma$ dos vasios na unidade de volume de betão é:

$$e + Kc - Kc\ (1 + H) = c\left(\frac{e}{c} - KH\right)$$

A quantidade $1 - \Gamma$ é igual à relação entre o volume médio dos corpúsculos e o volume dos poliedros para os quais êles tenderiam se o seu crescimento não fôsse limitado, a ligação desta relação com as propriedades do cimento é evidente. Nós vemos introduzir-se aqui o famoso $\frac{e}{c}$ e vê-se a razão da sua importância. Enquanto KH está muito afastado de $\frac{e}{c}$, não pode haver aí soldadura entre os corpúsculos; desde que esta soldadura seja possível, ela é tanto melhor quanto menor for $\frac{e}{c} - KH$.

Vê-se que para um mesmo $\frac{e}{c}$ o endurecimento será tanto melhor, quanto maiores forem H e K. É a explicação das altas resistências dos cimentos aluminosos que fixam duas vezes mais água que os portlands, e a influência da moagem que aumenta K.

No melhoramento da compacidade Γ existe um limite. Com efeito $\frac{e}{Kc}$ é pelo menos igual a H', quantidade de água necessária à prêsa do volume unidade de cimento. Ora para todos os cimentos a prêsa dá-se com contracção e $H' > H$.

Então $1 - \Gamma$ não se pode anular mesmo que $e = Kc\ H'$.

Tinhamos já encontrado uma causa de impossibilidade de obtenção duma compacidade absoluta; encontrámos agora a segunda.

Destas mesmas observações se deduz que uma parte da contracção se produz necessàriamente durante a prêsa, mesmo que esta se dê debaixo de água, é por isso que todos os betões incham por imersão prolongada feita logo depois da prêsa, perdendo a contracção adquirida no decorrer desta.

Guiado por estas ideias, procurei realizar betões possuindo um $\frac{e}{c}$ tão baixo quanto possível.

Primeiro fabriquei betões satisfazendo à condição de que cada elemento fôsse separado dos elementos da mesma grossura por elementos menores ou pela água, e isto para tôdas as grossuras, mesmo as mais finas. Realiza-se fàcilmente esta condição vibrando betões suficientemente ricos em elementos finos e muito finos. A vibração orienta os elementos passando-se de agrupamentos tais como 1 a agrupamentos tais como 2, contendo um mínimo de contactos sólidos, (fig. 3). Em seguida comprimi os betões assim preparados de maneira a eliminar as fôlhas de água formadas pela vibração.

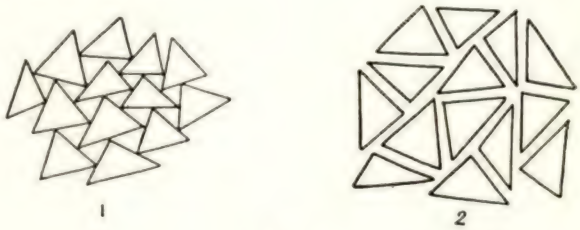


Fig. 3

Constata-se, então, o que se segue: Logo que a prêsa se dá, produz-se o endurecimento *para todos os cimentos ensaiados:* de escórias, portland, supercilors, aluminosos, cimentos metalúrgicos, com uma grande rapidez tanto maior quanto mais enérgicas forem as pressões empregadas, podendo ser empregadas pressões desde 1 kg. a várias centenas de quilos por centímetro quadrado. Os resultados já muito bons para pressões da ordem de 1 Kg/cm2, melhoram tanto mais, quanto mais forte fôr a compressão. Para o fabrico do tubo ensaiado (e descrito mais atrás), apliquei ao betão uma pressão de 140 Kgs/cm2.

Nestas condições os bons cimentos aluminosos empregados com bons agregados, dão próximo de 1000 Kgs/cm2 duas ou três horas depois do início da prêsa. Com os portlands, de escórias, e os supercilors, obtém-se resultados da mesma ordem no decurso de doze a vinte e quatro horas. Contudo, constatei um outro fenómeno extremamente curioso.

Sabe-se que para a maior parte dos cimentos, nomeadamente os portlands e os de escórias, um aquecimento moderado acelera a prêsa. Pelo contrário, um aquecimento muito elevado dá resistências irregulares ou mesmo nulas; seja porque êle impede uma boa hidratação do cimento, seja porque determina uma redução do número de corpúsculos com o aumento do seu volume unitário, modificando a relação viscosidade-sobresaturação, o que prejudica a qualidade.

Ora, constatei que os elementos de alta compacidade, especialmente os que são obtidos por vibração seguida de compressão, podem suportar aquecimentos muito violentos conduzidos sem a menor precaução; por um lado, a água posta sob a forma de fôlhas extremamente finas, adquire uma tensão de vapor muito elevada que impede a deshidratação do betão, por outro lado, a dificuldade dos transportes moléculares num meio muito compacto, melhora a relação viscosidade-sobresaturação e aumenta o número de germens.

O que quer que se siga destas hipóteses, se se aquece próximo dos 100 graus, betões vibrados e comprimidos, acelera-se prodigiosamente o seu endurecimento que se torna quási instantâneo e melhora-se a sua qualidade duma maneira permanente. Resistências de mais de 300 kgs/cm2 podem ser adquiridas em menos de duas horas após a amassadura nos betões de portland normais. Quando se termina o aquecimento, as resistências continuam a crescer segundo uma lei análoga à de um cimento não tratado, atingindo cifras muito elevadas limitadas ùnicamente pela resistência própria dos agregados.

Podem-se preparar fàcilmente betões dando 1.200 a 1.500 kgs. de resistência por centímetro quadrado.

Muitas vezes ouvi exprimir o receio de que uma dissecação muito elevada impeça a prêsa por falta de hidratação.

É preciso distinguir:

Se se elimina a água dum betão, conservando os seus vazios, é claro que êle não pode endurecer. Pelo contrário, se se reduzem os vazios, deixando cheios de água todos aqueles que foram conservados, a prêsa será tanto melhor e mais rápida quanto o volume dos vazios conservados, igual ao volume de água seja menor; isto sem nenhum limite inferior. Com efeito, depois da transformação da água em hidrato, o volume dos vazios restantes será evidentemente tanto menor quanto mais reduzido tenha sido o volume inicial da água ou dos vazios.

Uma grande parte do cimento escapa à hidratação, desempenhando o papel dum agregado inerte o que, em virtude da grande dureza dos «clinkers» não oferece nenhum inconveniente.

Há, aliás, interêsse em reduzir o volume desta dimensão inútil por meio de uma boa granulometria.

O betão sendo uma fonte de calor, o seu aquecimento próximo dos 100 graus exige um fornecimento de calorias muito reduzido, da ordem de 10 a 20.000 cal/m3. Realiza-se fàcilmente esta condição por meio de camisas de vapor, podendo a temperatura do betão ultrapassar notàvelmente a das camisas.

A obtenção de betões possuindo, algumas horas após a amassadura, resistências muito elevadas e crescendo em seguida até atingir o quádruplo das resistências normalmente julgadas satisfatórias, é em si duma grande importância sob o ponto de vista das aplicações. Mas êste facto adquire uma importância ainda maior, porque permite a solução positiva de um problema cujo interêsse económico é considerável, mas que era até há pouco muito difícil de resolver: o da utilização racional das propriedades dos aços e dos betões de alta resistência.

As fundições fornecem, a preços pouco superiores ao dos aços-macios ordinàriamente empregados, aços de resistências vizinhas de 100 Kgs/mm2 em que o limite elástico pode ser levado acima de 80 Kg/mm2 por meio de estiramento. O tratamento dêstes aços, por têmpera seguida dum novo estiramento, elevaria o seu limite elástico até 130-140 Kgs/mm2 com uma despêsa em média de 2 a 3 cêntimos por

quilograma. Como hoje se empregam quási ùnicamente os aços de limite elástico 24 Kgs mm2, pode-se então dividir a relação actual

$$\frac{\text{prêço}}{\text{limite elástico}}$$

por um coeficiente susceptível de ser elevado à vizinhança de 5.

No caso de grandes vãos, o benefício indirecto devido à diminuïção dos pesos próprios vêm ainda aumentar êste coeficiente.

Infelizmente, se se substitui numa construção o aço ordinário por um aço mais resistente, por exemplo um aço de limite elastico 130, tem-se como conseqüência, desde o momento que a submetamos a cargas determinando fadigas do metal notàvelmente superiores aos valores usuais, fendas desastrosas, e ela não se comporta em melhores condições do que se as armaduras fôssem de aço macio ordinário da mesma secção.

É o que resulta da nossa recente experiência [1]. O tubo n.º 1 armado com aço de 150 Kgs. partiu-se desde que a fadiga do aço atingiu 13,500 Kgs. como se se tivesse usado uma armadura vulgar.

A razão dêste insucesso é que nas construções armadas ordinárias, a deformação do betão é pràticamente igual à dos aços suportando a totalidade das tracções, cuja deformação cresce proporcionalmente às fadigas sendo o módulo de Young independente do teor dos aços.

Verifica-se que os limites de alongamento tolerados pelo betão são já largamente atingidos com as fadigas usuais dos aços macios e que o emprêgo de aço de alta resistência trabalhando à tracção aumenta pràticamente muito pouco o valor duma construção armada.

Por outro lado, demonstrei que o melhoramento da compacidade dos betões por meios mecânicos permite aumentar a sua resistência à compressão sem outro limite que não seja a resistência dos agregados.

Como se encontram com facilidade agregados possuindo resistências da ordem dos 1.500 Kgs/cm2 e mesmo mais, verifica-se que os valores actuais da relação

$$\frac{\text{prêço do metro cúbico}}{\text{resistência à rotura por compressão}}$$

podem ser reduzidosa proximadamente na proporção de 5 para 1.

Convém notar que para estes betões a relação.

$$\frac{\text{limite elástico}}{\text{densidade}}$$

é largamente superior à dos aços usuais, *e aproxima-se da dos metais de aviação,* aços finos ou ligas leves, sobretudo se se tem em conta na comparação o pêso das ligações, nula no caso dos betões.

Estas qualidades de prêço e de leveza especifica são extremamente mal utilizadas na associação clássica aço-betão.

Aumentando a compacidade do betão, aumenta-se a resistência à compressão, mas numa medida variável segundo as condições de fabrico, e em geral bem menos a sua resistência à tracção. Além disso, reduzem-se consideràvelmente as suas diversas deformabilidades. Resulta que, em primeiro lugar, baixa-se o valor da relação

$$m = \frac{E_a}{E_b}$$

o que sobe a fibra neutra e aumenta a fadiga de compressão nas peças flectidas, donde uma grande diminuïção do benefício resultante do aumento da resistência.

Em segundo lugar, mesmo nas construções armadas muito bem estudadas a resistência à tracção importa pelo menos tanto como a resistência à compressão; porque é em geral dela que depende a duração das obras pelo que diz respeito aos esforços de corte e de torção assim como numerosas causas de destruïção que o cálculo ignora a maior parte das vezes, mas que se devem ter em conta na prática.

É o que exprimem os construtores ao dizerem que a prática impõe uma espessura mínima.

Por estas diversas razões, a simples introdução, nas construções usuais, de betões de alta compacidade aumenta o seu valor numa proporção muito inferior à relação de melhoramentos das resistências à compressão.

---

[1] A dos tubos.

CONDIÇÕES TEÓRICAS DA UTILIZAÇÃO COMPLETA DAS QUALIDADES DOS BETÕES E DOS AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA

NOÇÃO DE "PRÉCONTRAINTE" (1)

Uma boa utilização dos materiais de alta resistência está então subordinada, para o aço, à manutenção dos alongamentos do betão dentro dos seus limites práticos usuais, para o betão, à manutenção dos esforços totais de tracção abaixo dum limite inferior ao esfôrço de rotura por tracção dos betões. Teòricamente, esta dupla condição pode ser satisfeita utilizando o aço, não para suportar as tracções sob as quais êle adquire alongamentos que o betão não pode acompanhar, mas para criar no betão esforços permanentes de sentido inverso dos que são desenvolvidos pelas cargas; quere dizer, de compressão nas zonas tendidas, e de tracção, pelo contrário, nas zonas comprimidas.

Êste resultado pode ser obtido submetendo as armaduras a uma tracção, antes de vasar o betão. Para isso, prendemo-las próximo das extremidades, por meio de dois dispositivos de fixação provisórios, devido aos quais as tendemos a um limite conhecido, por meio de macacos apoiados sôbre os extremos.

Vaza-se o betão, esperando-se depois por um endurecimento suficiente para realizar a fixação das extremidades da armadura, após o que se suprime a acção dos macacos. A armadura tendendo a contrair-se, impõe ao betão uma compressão igual à sua tracção.

Um outro processo consiste em criar uma tracção nos tirantes apoiando-se sôbre o betão já endurecido.

Desenvolve-se assim, no conjunto aço-betão, um duplo sistema de esforços permanentes, idêntico, mas de sentido contrário ao que se desenvolve nas peças armadas ordinárias por efeito da contracção, e de que se conhecem os desagradáveis efeitos.

A deformação instantânea do betão sob as compressões assim desenvolvidas, depois a sua deformação diferida, e a sua contracção, reduzem naturalmente a tensão inicial dada aos aços e os esforços que resultam no betão.

É preciso, então, dar aos aços um alongamento tal que o encurtamento máximo do betão não exceda uma pequena fracção dêste alongamento; obtém-se então «précontraintes» de que a maior parte é permanente e com as quais se pode contar absolutamente, mesmo passado muitíssimo tempo.

Para os betões ordinários, os encurtamentos podem atingir consoante as suas condições de contracção ou de carga, três milésimos e mesmo mais, o que implica quedas de tensão nos aços, susceptíveis de ultrapassar 60 kg/mm2.

A utilização de betões muito compactos reduz consideràvelmente as deformações e a queda de tensão que elas provocam. Esta é um elemento a prevêr em cada caso, a partir dos dados particulares do problema: cargas impostas ao betão, propriedades mecânicas instantâneas e lentas dêste, condições higrométricas médias; ela está compreendida em geral entre 10 e 30 kg/mm2, não sendo esta última cifra atingida senão no caso de compressões da ordem de 200 a 300 hectopiezas.

Em geral, utilizo tensões calculadas para obter tensões permanentes compreendidas entre metade e dois têrços do limite elástico do metal, que nas aplicações efectuadas até agora foi limitado a 80-90 kgs/mm2, pensando, contudo, na utilização de limites elásticos muito mais elevados.

Nas minhas publicações (1) encontrarão um estudo teórico dos efeitos das «précontraintes», resultante da tensão praticada nos aços.

Contento-me em resumir os resultados: Obtém-se por efeito de se colocar as armaduras sob tensão:

1.º) Uma redução considerável das deformações do betão e do aço, que é freqüentemente da ordem de 5 para 1.

2.º) Supressão rigorosa de tôda e qualquer fenda no betão.

3.º) Uma diminuïção do máximo dos esforços de compressão no betão, variável conforme os casos particulares. Pode ultrapassar 60 % no caso das lages não nervadas, armadas dum só lado.

---

(1) Contrainte préalable ou précontrainte.

(1) *Idées et voies nouvelles*, vd. *Science et Industrie*, edição Constructions et Travaux Publics, Janeiro 1933.

Progrès pratique des méthodes de traitement mécanique des bétons, vd. Science et Industrie, edição *Travaux*, Junho 1935.

4.º) Uma diminuïção das tracções de corte no betão, indo até à sua supressão completa se se tenderem as armaduras nas duas direcções.

No betão armado ordinário, as armaduras de corte não diminuem os esforços de tracção no betão, só intervêm depois do alongamento permanente ou rotura dêste.

5.º) Uma resistência considerável aos esforços repetidos, enquanto que a das peças armadas ordinárias é quási nula.

Submeteram-se a esforços alternados um poste «précontraint» A e um poste ordinário *B* de 12 metros, encastrados a 2 metros da base.

O poste *A*, fabricado havia cinco meses, tinha 50 kgs. de aço e pesava 750 kgs. O poste *B* fabricado havia 18 meses, tinha 130 kgs. de aço e pesava 980 kgs. Neste caso particular, os aços dos dois postes em questão eram aproximadamente do mesmo teor. A carga de rotura medida em postes idênticos é de cêrca de 900 kgs. para ambos. A carga aplicada nos extremos dos postes variava de — 450 kg. a + 450 kg. cêrca de oito vezes por minuto.

A flecha do poste *A* era inicialmente metade da do poste *B*.

Depois de algumas centenas de alternâncias o poste *B* estava absolutamente fendido e partiu-se completamente após alguns milhares de alternâncias.

O poste *A* resistiu a 500.000 alternâncias sem alteração (fig. 4).

CONDIÇÕES GERAIS DA UTILIZAÇÃO PRÁTICA DAS "PRÉCONTRAINTES" NECESSIDADE DE EFECTUAR A COLOCAÇÃO SOB TENSÃO A PRÊÇOS BAIXOS

É então teòricamente possível colocar as peças de betão armado, na ocasião do fabrico, em condições que permitem a utilização completa das qualidades dos aços e dos betões de alta resistência; e que além disso lhes conferem vantagens, tais como uma grande diminuïção das compressões máximas nas peças sujeitas a corte e uma melhoria de resistência pelo que respeita aos esforços repetidos.

Para transformar estas possibilidades em realidades, é preciso conseguir a colocação sob tensão do aço, depois a fabricação dos betões de alta resistência, a prêços suficientemente baixos para conservar a maior parte das economias conseguidas nos materiais (fig. 5).

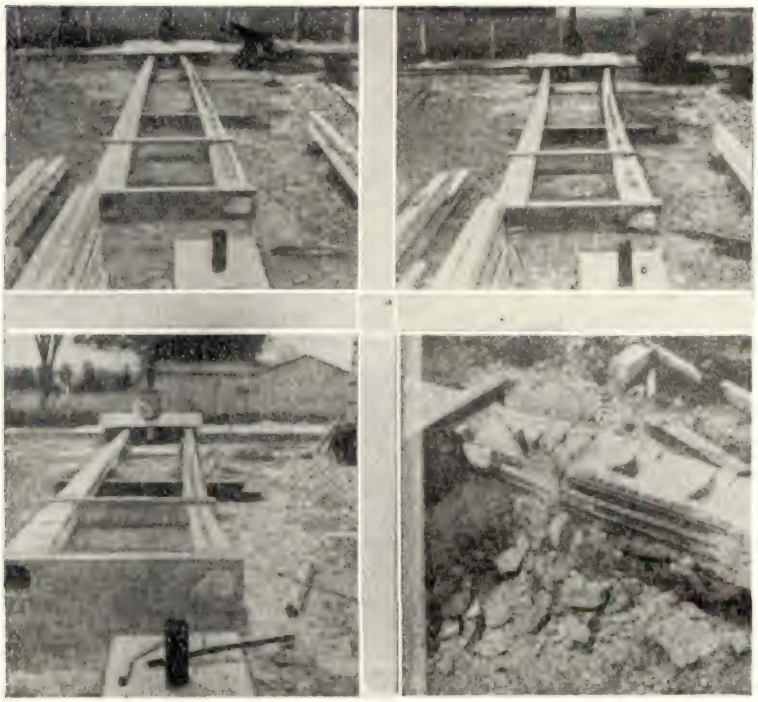


Fig. 4 — *Em cima: Os postes A (à esquerda) e B (à direita) estão submetidos a esforços tendendo a afastá-los e aproximá-los.*

Em baixo à esquerda: Os postes A e B no fim das experiências. O poste B está completamente partido.

Em baixo à direita: Pormenor do poste B após a experiência.

Ora, uma armadura ordinária de aço de limite elástico 24 kgs., pode custar, incluindo a mão de obra, 1 franco por quilograma.

Uma armadura pesando 3,500 kgs. por metro corrente custa então 3.50 francos por metro, podendo ser substituída com o mesmo coeficiente de segurança, por uma armadura de aço de limite elástico 84 kgs. pesando 1 kg. por metro e custando 0,90 francos no estado bruto;

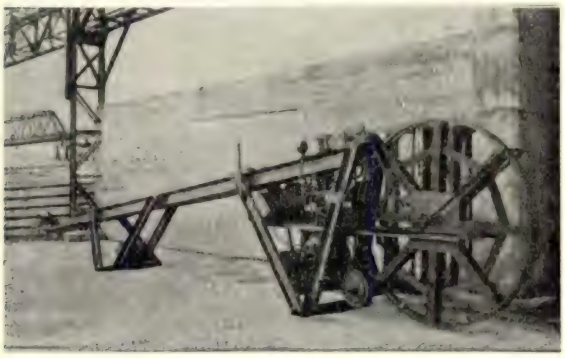


Fig. 5 — *Máquina para aumentar o limite elástico dos aços*

mas é necessário submetê-la a uma tensão de 8.000 kgs. A economia é então de 2,60 francos, por metro, de que é necessário deduzir as seguintes despêsas:

1.º) Corte da barra e preparação das fixações permanentes no betão.

2.º) Criação nas extremidades da barra, em dois pontos interiores do molde, de fixações provisórias capazes de resistir a um esfôrço de 8.000 kg.

3.º) Criação desta tracção de 8.000 kg. entre êstes pontos de fixação; e manutenção durante a betonagem e o endurecimento do betão.

4.º) Desmontagem das amarras provisórias que se encontram envolvidas pelo betão no interior do molde, e transferência dos esforços de tensão que êles suportam, às fixações definitivas; depois, tapamento dos buracos deixados no betão por virtude desta desmoldagem.

Para que haja benefício é necessário que o prêço do custo destas diversas operações seja inferior ao produto do comprimento da barra por 2,60 fr.

Os meios usuais de fixação de barras metálicas, tais como porcas e cavilhas são, em geral, de eficácia insuficiente e muito caros.

Felizmente é possível imaginar muitos outros.

Vou descrever a título de exemplo o método de colocação sob tensão que emprego nas cintas dos tubos.

O tubo é vazado entre um molde exterior e um molde interior, ambos extensíveis à vontade do operador. Vaza-se o tubo como de ordinário, com a única diferença da tensão das armaduras longitudinais que não apresenta nada de particular.

Depois da vibração do betão, exerce-se uma pressão crescente no molde interior que provoca sôbre o betão uma pressão que êle transmite ao molde exterior, o betão perde o excesso de água através das juntas do molde exterior. Quando a pressão do betão sôbre o molde exterior atinge um certo valor, fixado pela experiência, deixa-se aumentar o diâmetro de modo a manter esta pressão constante, continuando a fazer crescer a pressão interior.

O betão segue a deformação do molde exterior levando as armaduras que se encontram sob tensão, a uma fadiga que não depende senão das pressões utilizadas, e que pode ser levada até à rotura do metal.

Para o tubo que descrevo, empregou-se uma pressão interior calculada à superfície do betão, em 135 a 140 kgs. aproximadamente, a pressão exterior atingiu 40 a 45 kgs., e a tensão dos aços calculada a partir da diferença dos esforços exercidos sôbre o betão pelas pressões interior e exterior é de 130 kgs/mm2. As deformações do betão levaram-nas depois a cêrca de 120 kgs.

Tendidos dêste modo os aços, deixa-se endurecer o betão; o que implica naturalmente a imobilização do material durante todo o lapso de tempo necessário para a obtenção da resistência e rigidez do betão, de modo a que a tensão dos aços possa ser suportada pelo betão mediante uma pequena deformação.

Há então o maior interêsse em acelerar o endurecimento, a tal ponto que se pode dizer que a possibilidade de utilização prática das «précontraintes» estava ligada à descoberta de processos de endurecimento rápido do betão. No caso da fabricação de tubos, os tempos de endurecimento podem ser reduzidos pelo aquecimento do betão durante cêrca de duas horas, e mesmo menos, se os tubos não têm que resistir a pressões muito elevadas.

APLICAÇÕES

As aplicações destas ideias que realizei até agora, classificam-se em duas categorias distintas:

1.º) A dos objectos ou construções moldadas duma só vez, tais como postes para linhas eléctricas, travessas de caminho de ferro ou tubos executados, em estaleiro, por troços.

2.º) A segunda categoria é a das grandes construções a executar no próprio local.

Vou dar alguns pormenores sôbre duas aplicações desta categoria.

A mais importante é a consolidação das fundações da gare transatlântica do Havre.

É tão considerável pelas dificuldades encontradas e resolvidas como pelos grandes interêsses que permitiu salvaguardar.

A gare transatlântica do Havre, que é o magnífico e indispensável complemento dos nossos grandes navios transatlânticos, com um comprimento de 600^{m} e uma largura de 55^{m}, aproximadamente, tem sôbre a maior parte da sua superfície, dois andares de pavimentos carregados cada um com 2.500 kg/m2, e um terraço; a sua fundação é sôbre estacas moldadas no solo, cravadas até à cota (0,00). O nível dos cais está à cota (+ 9,50) sôbre atêrros, executados recentemente, constituídos por produtos de dragagem. Êstes atêrros cobrem uma praia de seixos pouco espessa, assentando esta sôbre lôdos que se estendem até à cota (— 20,00).

Neste nível encontra-se uma camada muito sólida de saibro (fig. 6). O edifício está, sôbre um dos seus lados maiores, solidário de um cais fundado sôbre o saibro e adiante do qual se dragaram os lôdos até (— 12), (ou seja 22^{m} abaixo do nível do cais), para criar um ante-

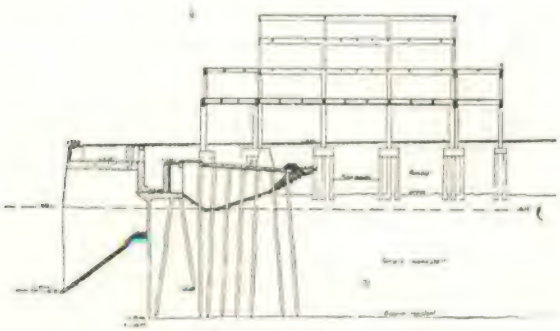


Fig. 6

porto capaz de receber navios tais como o *Normandie*.

Foram previstas cargas de 6.000 kgs/m2 sôbre todo o solo do rez-do-chão.

No acabamento dos trabalhos principais, constatou-se que o terreno sôbre o qual estavam cravadas as estacas das fundações descia juntamente com o edifício, segundo uma lei do tempo quási linear, e com uma velocidade que era da ordem de 1 e para certos apoios de 2 cm. por mês. Era necessário suspender êstes movimentos no mais curto espaço de tempo. Para isso havia um único processo: transmitir às camadas sólidas a (— 20,00) as cargas do edifício, das suas antigas fundações, as sobrecargas eventuais e uma fracção suficiente do pêso dos atêrros, de modo a restabelecer o equilíbrio dos lôdos, perturbado pela execução dos cais, do atêrro, a dragagem e enfim, até a última gôta de água, o pêso do edifício.

Esta única solução possível supunha a cravação de estacas de 30^{m} de comprido. Ora o tecto do rez-do-chão está a cêrca de 5^{m} acima do solo e encontra-se água a fraca profundidade.

Por outro lado era impossível recorrer à cravação, que fazendo mover os lôdos, teria destruído a estabilidade do edifício e do cais e provocado uma catástrofe imediata; ùnicamente a cravação por macacos de pressão contínua era possível, podendo-se ainda temer modificações do equilíbrio do sub-solo prejudiciais ao conjunto do sistema: liquefacção dos lôdos por remechimento, criação de impulsões sôbre o cais por virtude da introdução no solo dum volume de estacas da ordem de 6.000 m3.

Era preciso então prever um meio de exploração dos terrenos atravessados e de regulação das impulsões determinadas pela cravação das estacas.

Enfim, sabia-se que se encontrariam obstáculos que era preciso quebrar; camadas saibrosas que era preciso dragar; e a importância das cargas e o embaraço das antigas fundações eram tais, que para a maior parte das estacas a criar, não podiam ser evitadas cargas de 200 ton. por estaca e por vezes mesmo mais.

A importância total dos esforços a transmitir à cota (— 20), nestas condições, ultrapassava 150.000 ton.; o que correspondia aproximadamente à cravação de *60 km. de grandes*

estacas ordinárias em betão armado, carregadas cada uma com 75 ton., era então necessário pôr em jôgo meios de acção muito potentes. Pela aplicação combinada dos processos das «pré-contraintes» e de endurecimento rápido do betão, pude improvisar uma solução dêste problema que permitiu obter cêrca de oito mêses após a decisão da construção do material, e quatro meses depois do comêço efectivo dos trabalhos, a paragem dos afundamentos, e que não tardariam a comprometer o edifício, perigo hoje afastado.

Fig. 7 — *Excavações mostrando as sapatas das antigas fundações*

Fig. 9 — *Armação da testa dum tirante*

Fig. 8 — *Elemento de ligação entre as sapatas no decorrer da betonagem; no primeiro plano, os moldes destinados a reservar nas vigas as chaminés para a passagem das estacas e o alojamento dos «tirefonds»*

Fig. 10 — *Testa móvel dum tirante no decorrer de uma operação de colocação sob tensão e calagem*

a) *Vigas de junção entre as fundações actuais*

Os pilares do edifício foram inicialmente construídos sôbre sapatas de betão armado, cujas dimensões chegam a atingir $4{,}40^m \times 3{,}40^m \times 1{,}40^m$ (figs. 7 e 8).

Começou-se por fazer com estas sapatas, grandes vigas contínuas destinadas a transmitir às novas estacas as cargas da fundação e a proporcionar pontos de apoio para a cravação das estacas pelos macacos.

Foi obtido êste resultado vazando entre as sapatas existentes, massas de betão, armadas ùnicamente para os esforços secundários, e depois determinando nos sistemas assim formados uma compressão geral, pela colocação sob tensão, a 50 ou 60 kg/mm2, de tirantes de aço levados por estiramento a um limite elástico de 80 kgs., fixos nas extremidades às testas de betão, uma fixa, a outra acionada por macacos.

Fig. 11 — *Grupo de 4 chaminés. Os aços para a colocação sob compressão da viga estão colocados nas valetas, de cada lado do maciço*

Depois da calagem, tiram-se os macacos e a tensão fica permanente.

A ordem de grandeza destas tensões atinge na maior parte das vezes 1.000 ton. (figs. 9 e 10).

Por êste processo conseguem-se vigas capazes de resistir a momentos de flexão e de torção e a esforços de corte consideráveis; sem ter que retomar os antigos trabalhos ou retocar apreciàvelmente as estacas actuais.

Nos elementos novos assim moldados, fazem-se chaminés cilíndricas com caneluras horizontais (fig. 11) através das quais uma estaca, *feita fora da terra de maneira contínua*, é cravada à medida que vai sendo executada por acção dos macacos ligados às vigas por «tirefonds» aparafusados em porcas com filêtes de betão colocados nestas e actuando sôbre colares, tornados livremente solidários das estacas.

b) *Descrição das estacas.*

As estacas são cilindros ôcos de $0{,}60^m$ de diâmetro exterior e $0{,}37^m$ de diâmetro interior; a secção útil é de 1750 cm2. São armadas longitudinalmente com 8 barras de aço duro, de 8 m/m de diâmetro, e transversalmente com cintas da mesma qualidade, de 6 m/m de diâmetro.

O pêso total da armadura é de 10 kg/m de estaca.

Apesar do pequeno pêso do metal, estas estacas resistem a uma compressão de mais de 300 ton. juntamente com uma flexão de 50 ton/m, o que segundo creio, constitue um record para estacas deste comprimento e diâmetro.

c) *Método da execução das estacas.*

Suponhamos a estaca executada até ao elemento N. As armaduras longitudinais, de comprimento não limitado prèviamente, são enroladas em corôa segundo diâmetros suficientemente grandes para não pôr em jôgo senão deformações elásticas. Salvo incidente, são contínuas em todo o comprimento da estaca.

O molde exterior compõe-se duma série de cinco a oito virolas cilíndricas (fig. 12) de $0{,}40^m$ de altura cada, com as extremidades dobradas em ângulo recto, divididas em meias virolas, que se ligam por maxilas. Na parte superior das estacas empregam-se virolas munidas de caneluras horizontais interiores, para obter estacas com a superfície canelada horizontalmente. O molde interior é formado por um tubo de aço revestido dum envólucro de cauchú armado de algodão.

Na extremidade inferior, o tubo de aço prolonga-se por um tubo de menor diâmetro revestido duma segunda camisa de cauchú formando uma bolsa estanque, tendo normalmente o mesmo diâmetro exterior que o tubo

de aço, mas extensível por acção da água sob pressão.

Na extremidade superior, o espaço entre os moldes está fechado por uma placa anelar atravessada por oito furos, para a passagem das armaduras longitudinais e de quatro orifícios de enchimento.

kgs/m3 de cimento portland para trabalhos marítimos.

Vibra-se enèrgicamente êste betão com o auxílio de vibradores Sinex. São vibradores eléctricos com massas excêntricas fixas nas conchas exteriores.

Uma parte da água em excesso escapa-se

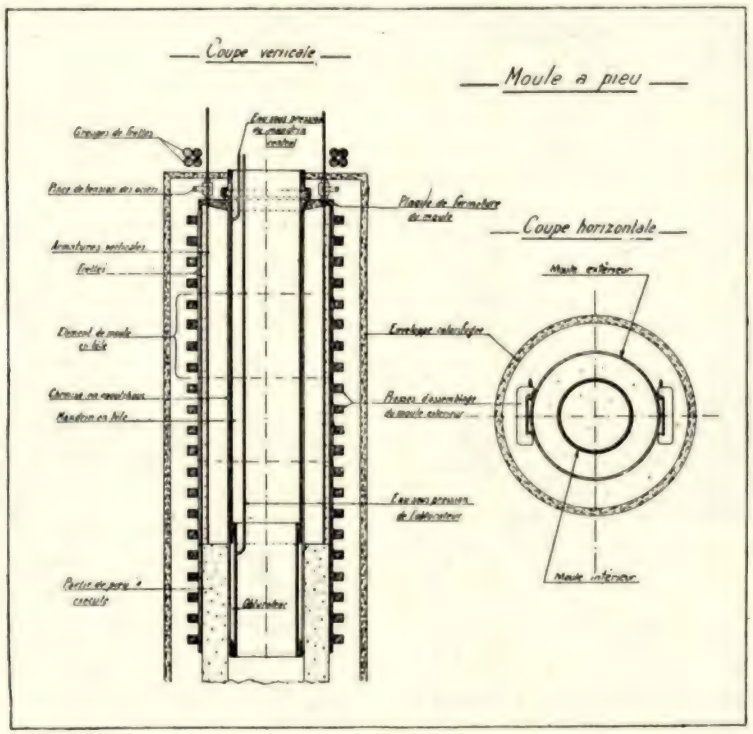


Fig. 12 — *Esquema dum molde para estacas*

Estando terminado o trôço N da peça, vão-se abrindo à medida que se enterram as estacas, as maxilas de ligação das virolas à excepção das da virola mais alta. Sobe-se a fôrma da altura dum troço e ligam-se as armaduras longitudinais às espiras da armadura transversal, depois colocam-se no seu lugar as virolas do molde exterior, fixam-se as armaduras longitudinais que ultrapassam a placa perfurada, em ganchos dispostos aos pares em suportes que se podem fazer subir por meio de parafusos, de modo a tender provisòriamente as armaduras que mantêm a solidez do conjunto. Enche-se em seguida a bôlsa da fôrma interior para evitar uma fuga de betão entre a camisa da fôrma e a parêde interior do trôço N e fazer a vedação entre o tubo de aço e a camisa.

Enche-se então o molde de betão de 450

pelas juntas das virolas, outra sóbe até à superfície superior que se encontrará amolecida.

Esta heterogeneidade não é aceitável, e é necessário expulsar êste excesso de água.

Para isso colocam-se, sôbre os orifícios de enchimento, tubos nos quais se ataca betão sob uma alta pressão, continuando-se sempre a vibrar. Quando se obtiver a nega, fecham-se os orifícios de enchimento, acaba-se a vibração e em seguida introduz-se a água a uma pressão da ordem de 20 kgs/cm² entre a fôrma e a camisa. Esta pressão é transmitida hidràulicamente pelo betão, (que logo depois da vibração se comporta como um líquido), à placa superior que se levanta, tendendo os aços a um trabalho vizinho do seu limite elástico.

Esta pressão é mantida 20 minutos. Tôdas as juntas das virolas se entreabrem e jorram

abundantemente; o betão torna-se extremamente sêco.

Rodeia-se então o molde dum envólucro calorífico estanque no qual se introduz vapor

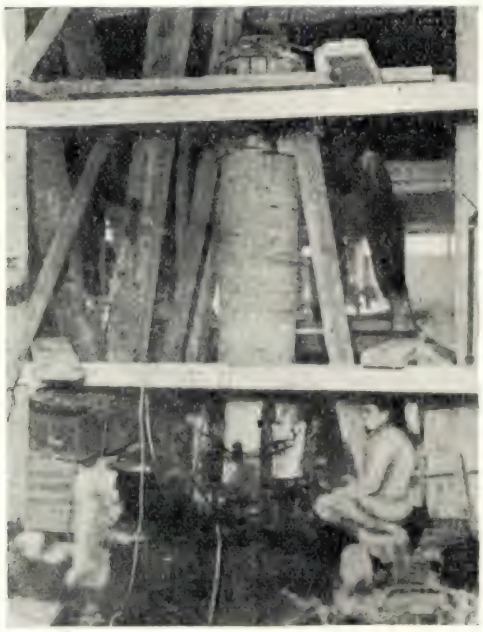


Fig. 13 — *Desmoldagem dum elemento de estaca*

à pressão atmosférica. A temperatura do betão sóbe ràpidamente a mais de 100°, e é obtida num espaço da ordem de três horas uma dureza comparável à dos excelentes betões ordinários com vários mêses, *apesar de que o cimento empregado, especial para trabalhos de prêsa no mar, seja muito lento e deia normalmente resistências finais mediocres* (fig. 13).

d) *Cravação das estacas.*

Procede-se em seguida à cravação. Teòricamente são necessários esforços de compressão cujo máximo é de 320 ton., aos quais é necessário acrescentar 20 kgs/cm2 da «précontrainte» o que dá cêrca de 200 kg/cm2. Os ensaios de laboratório indicam que são obtidas resistências da ordem dos 300 kgs., após três horas de aquecimento com vapor a 100°.

Mas na realidade, as estacas na cravação estão submetidas a momentos de flexão que podem tomar valores consideráveis, justamente ao nível dos troços executados de fresco; ora basta um momento de 50 ton. m. para fazer passar a fadiga do betão a 500 kg/cm2.

Conduz-se então a cravação de modo a não impor os esforços máximos senão a betões vasados pelo menos há oito horas.

Encontrareis a descrição das operações na revista *Travaux*, de Junho de 1935, (fig. 14).

É claro que os meios que acabo de descrever são susceptíveis de variantes permitindo adaptá-los ao fabrico de elementos quaisquer, de forma sensivelmente cilíndrica ou prismática, tais como estacas e elementos de todos os feitios, batidos, aparafusados, introduzidos de todas as maneiras possíveis; colunas ou postes; revestimentos subterrâneos; entiva-

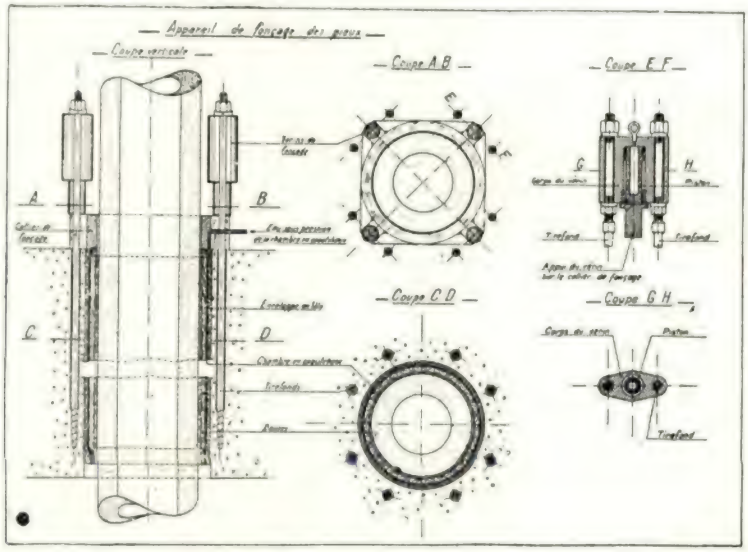


Fig. 14 — *Esquema do aparelho de cravação das estacas*

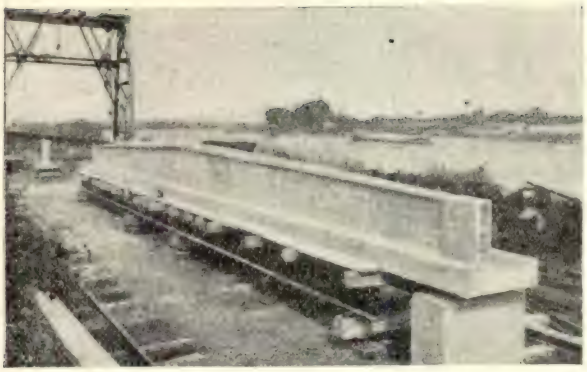


Fig. 15 — *Viga terminada, assente sôbre o fundo do molde*

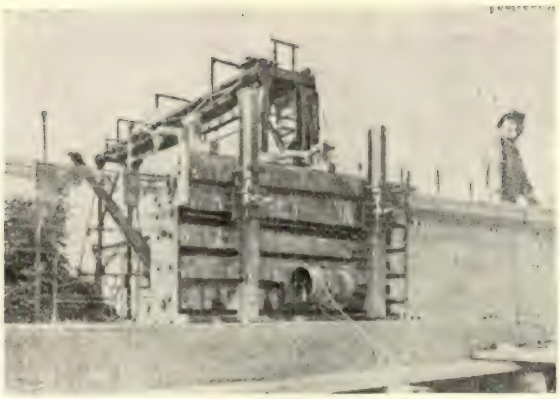


Fig. 17 — *Molde pronto para a betonagem*

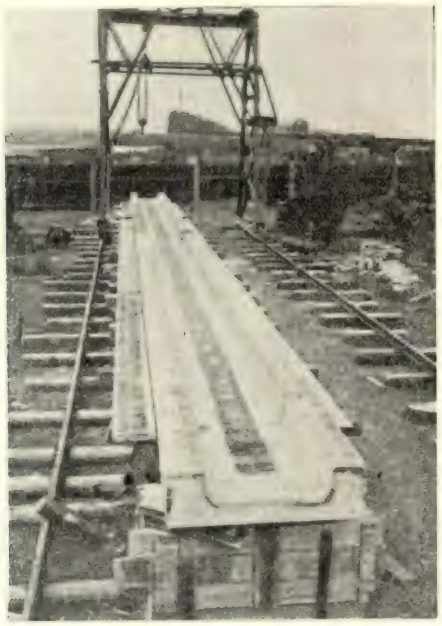


Fig. 16 — *Fundo dum molde de betão armado*

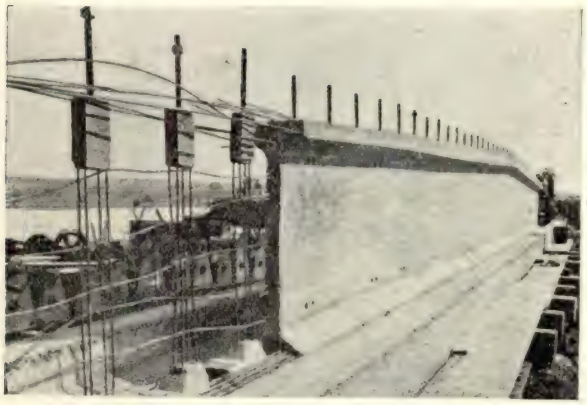


Fig. 18 — *Corte transversal da viga com armaduras longitudinais e transversais (espessura da alma: 6cm)*

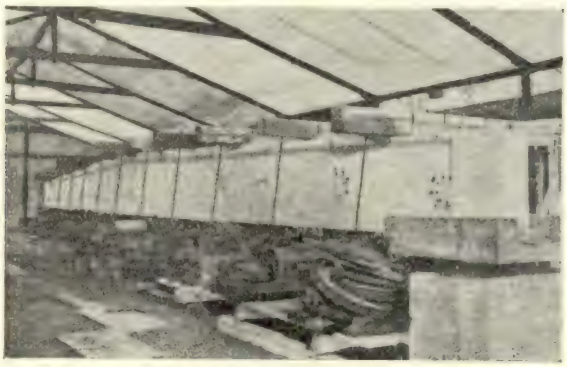


Fig. 19 — *Ensaio de carga de 1620 Kgs/metro*

mentos de minas; soleiras, parêdes, couraças, pavimentos, vigas, abóbadas, tubos, calçadas de estradas de betão armado, etc.

Os materiais aplicados no Havre são dum manuseamento um pouco delicado, mas é preciso não perder de vista, por um lado, as sujeições múltiplas dêste trabalho efectuado sob um outro, por outro lado, o facto de que êle constitue a primeira grande aplicação industrial realizada até agora, e que o material teve de ser concebido e realizado, em virtude das circunstâncias, num espaço de tempo inverosìmilmente curto.

Utilizando a experiência adquirida, consegui pôr a funcionar material quási automático que permite o fabrico contínuo dos elementos cilíndricos seja no solo, seja fora dêle, de maneira rigorosamente contínua, evitando quebrar superfícies de betão já endurecidas, com despêsas de materiais, de mão de obra e de amortização do material bastante menos elevadas que nos processos ordinários.

Estudei para a bem conhecida firma Wayss e Freytag uma viga de 20 m de vão, de altura variável entre 83 cm. e 1,17 m. (fig. 15) ou seja 1 m de altura média, que é um modêlo exacto à escala $\frac{1}{n}$ de vigas maiores, e foi executada sôbre um fundo de molde móvel e transportável (fig. 16)) com a ajuda dum molde igual ao duodécimo do comprimento da viga (fig. 17), e que se pode deslocar com intervalos de algumas horas. Êste molde é também um modêlo do molde da viga em verdadeira grandeza.

As armaduras horizontais e verticais foram tendidas à vizinhança de 55 kgs/mm2 (fig. 18).

A tensão das armaduras verticais foi feita apoiando-se sôbre o betão e comprimindo-o.

As fixações são feitas por meio de pequenos blocos de betão cintado, moldados primeiramente e prêsos ao fundo dos moldes por estrias e «tirefonds» aparafusados no betão.

Esta viga que pesa 200 kgs. por metro corrente foi carregada com 1.620 kg/m linear, incluindo o pêso próprio (fig. 19).

Nestas condições, o aço trabalha a 55 kgs/mm2 e o betão a 145 kgs/cm2, e a flecha é a de uma viga em aço da mesma forma, trabalhando a 5 kgs. por milímetro quadrado, sòmente.

Foi carregada e descarregada várias vezes. Durante estas cargas e descargas procedeu-se a múltiplas medidas de flechas e deformações locais sob a direcção do professor Mautner, professor de betão armado da École Superieure d'Aix-la-Chapelle e do professor Morsch de Stuttgart, com o concurso de *Materials Prufungs Anstalt de Stuttgart.* Os resultados experimentais serão brevemente publicados.

Sob todos os pontos de vista, a viga manteve-se como um sólido perfeitamente elástico e não manifesta nenhum sinal de fadiga, apesar das cargas e descargas repetidas; armada com aço de 110 kg. de limite elástico, esta viga suportando mais de sete vezes o seu pêso teria ainda um coeficiente de segurança *2* em relação aos aços e de *4* aproximadamente, em relação ao betão.

Estas condições de segurança são largamente superiores às de uma obra de betão armado regulamentar.

Aplicando as leis de semelhança constata-se que à escala 5, ou seja com um vão de 100 m, esta viga de altura media igual a 1/20 do seu vão podia ainda, com o mesmo coeficiente de segurança, suportar uma sobrecarga igual a metade do seu pêso próprio. Pesaria cêrca de 600 ton. e teria 50 ton. de aço aproximadamente. A carga útil seria de cêrca de 300 ton. A sua deformação seria aproximadamente um têrço da de uma obra de construção metálica das mesmas dimensões.

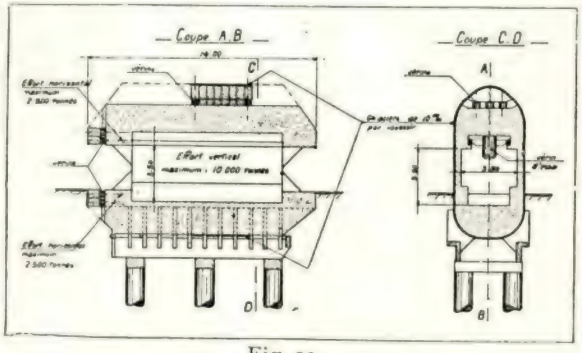


Fig. 20

Terminarei dando-vos um desenho da grande prensa (fig. 20) do «Laboratoire du Batiment et des Travaux Publics» 12, R. Bracion, em Paris.

A partir das minhas indicações, foi construída de betão fracamente armado, comprimido pela tensão de cintas de aço de resistência à rotura igual a 95 kgs/mm2.

Encontrarão uma descrição desta prensa no Génie Civil de 13 de Julho de 1935, sob a assinatura de M. L'Hermite que estudou e realizou todos os pormenores dêste magnífico aparelho que muito o honra.

Creio ter demonstrado que um novo material, para o qual proponho o nome de betão tratado, a fim de o distinguir do betão armado ordinário, vai daqui para o futuro tomar lugar ao lado dos métodos de construção clássicos.

Fornece a solução teórica de problemas até agora não resolvidos, baixará o preço de custo, dos problemas já resolvidos, numa proporção considerável. Além disso, melhorará a duração e a qualidade das construções.

É inútil enumerar as suas possibilidades de aplicação, porque desde já pode ser empregado na solução de todo o problema de construções suficientemente importantes para permitirem as demoras e os meios financeiros necessários à criação do material apropriado, em parte novo, mas a realizar a partir de bases hoje conhecidas.

Prossigo sem cessar êste trabalho de adaptação e espero comunicar-vos brevemente novas realizações, bem mais importantes do que aquelas de que hoje vos falei!

A Sub-Estação de Condeixa da União Eléctrica Portuguesa

POR PAULO DE BARROS

ENG.º ELECTROTÉCNICO DO I. S. T. DA SECÇÃO DE ESTUDOS E CONSTRUÇÕES DA U. E. P.

No número 81 da «Técnica», publicámos umas breves informações àcerca da sub-estação de Condeixa. Como essa sub-estação já entrou em exploração, pareceu-nos interessante descrever as suas instalações, apresentando simultâneamente desenhos e fotografias elucidativas.

I — **INTRODUÇÃO** — Em 1928 a União Eléctrica Portuguesa obteve por decreto a concessão com declaração de utilidade pública, de uma instalação eléctrica destinada ao transporte e distribuïção de energia eléctrica, em alta tensão, entre as cidades de Pôrto e Coimbra, e numa zona constituida pelos concelhos indicados no caderno de encargos pertencente ao citado decreto.

Nos termos dessa concessão, estabeleceu e tem em exploração a linha Pôrto-Coimbra a 60.000 volts, com duas sub-estações abaixadoras 60.000/15.000 volts em Avanca e Mogofores, respectivamente, assim como diferentes linhas e ramais a 15.000 volts para abastecerem os vários concelhos compreendidos entre Pôrto e Coimbra.

Em 1933 a União Eléctrica Portuguesa pediu licença para prolongar a linha a 60.000 volts Pôrto-Coimbra até Condeixa, e em 1935, para ali montar uma sub-estação abaixadora 60.000/30.000/15.000 volts, para abastecer os concelhos a sul de Coimbra (1).

Os trabalhos de construção da sub-estação

(1) Estes concelhos são: Figueira da Foz, Montemór-o-Velho, Poiares, Tábua, Arganil, Soure, Condeixa, Miranda do Côrvo, Lousã, Gois, Pombal, Penela, Ancião, Figueiró dos Vinhos, Castanheira de Pêra, Pampilhosa e Pedrógão Grande.

iniciaram-se no verão de 1935; a rigorosa invernia do ano de 1936 originou um certo atrazo, de fórma que a montagem só ficou concluida no fim do verão de 1936, faltando ùnicamente alguns pequenos pormenores.

A sub-estação foi aberta à exploração em Abrii do corrente ano, depois de ter executado a ligação da linha que a alimenta com a linha Pôrto-Coimbra.

II — DESCRIÇÃO GERAL — A sub-estação de Condeixa foi construida num terreno adquido para êsse fim, com a área de 4100m², no lugar de Alagôa de Cima, freguesia de Condeixa-a-Velha, concelho de Condeixa-a-Nova, junto à estrada Condeixa-Penela.

Consta de uma parte exterior a 60.000 volts, e duma parte interior a 30.000 volts e a 15.000 volts; além do edificio da sub-estação pròpriamente dito, existe uma casa para os guardas de linhas, uma casa para habitação do guarda da sub-estação e sua família, um armazém para material e uma garage. A figura 1 representa a disposição dêstes edifícios e da estrutura metálica no terreno.

Na figura 2 indicamos o esquema eléctrico da sub-estação. Marcámos a traço cheio o que se montou agora, ficando a ponteado o que está previsto para ampliação da sub-estação, isto é, um novo transformador da mesma potência que o actual, e a inter-ligação em 60 kV com a Emprêsa Hidro-Electrica da Serra da Estrêla.

III — POSTO EXTERIOR

a) *Estrutura e descrição*

A linha Coimbra-Condeixa a 60 kV vem ligar a um sistema de barras gerais a 60 kV, através um seccionador tripolar.

Das barras partem duas derivações: uma através um seccionador bipolar para um transformador de tensão destinado a serviços auxiliares e aparelhos de medida, e outra para o transformador principal, através um seccionador tripolar, dois transformadores de intensidade e um disjuntor.

O neutro do enrolamento de 30 kV do transformador é ligado à terra por meio dum seccionador unipolar e duma bobine Petersen.

Os enrolamentos de 15 kV e 30 kV do transformador são ligados por meio de cabos subterrâneos com o edificio de aparelhagem.

A estrutura é tôda metálica, constituída por vigas e colunas tipo Vierendeel, formadas por perfis U com transversais em barras de ferro. As vigas são ligadas às colunas por parafusos,

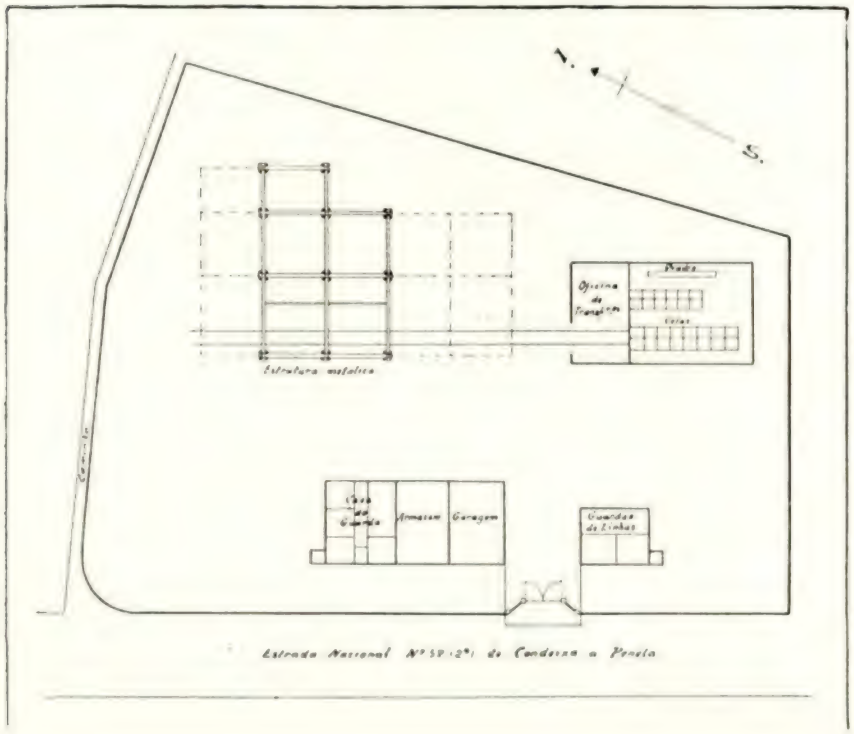


Fig. 1
Planta geral da sub-estação

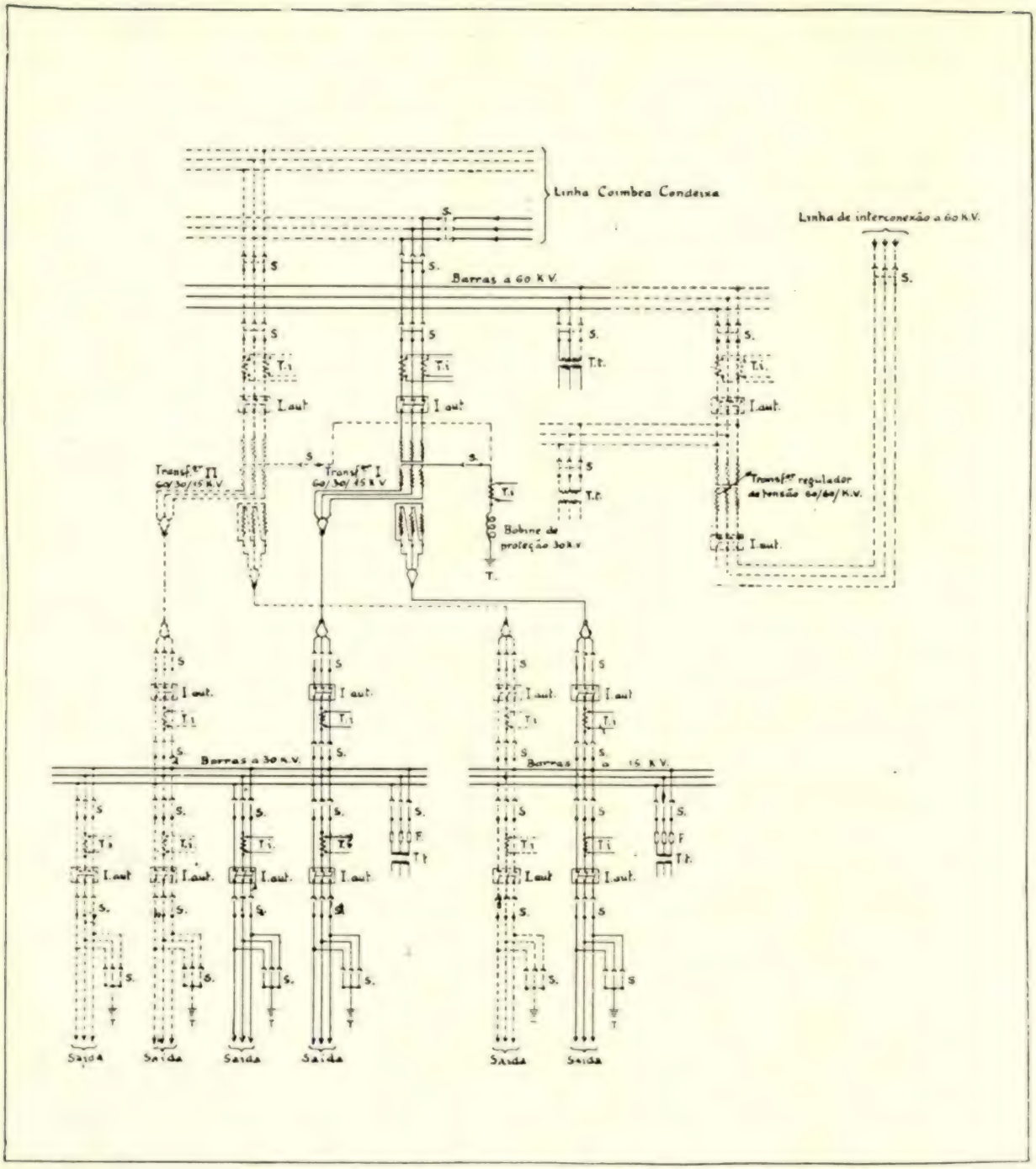


Fig. 2 — *Esquema eléctrico da sub-estação*

e são todas metalizadas a zinco, assim como a parte superior das colunas.

As barras são constituídas por tubos de cobre com 3 cm. de diâmetro, e são fixadas às vigas por isoladores rígidos tipo Motor com 2 elementos, da Steatit-Magnesia Aktiengesellschaft.

b) *Transformador*

O transformador é trifasado, refrigeração natural. Está previsto para trabalhar no exterior e foi construido pela Allmänna Svenska Elektriska Aktiebolaget (ASEA).

O transformador tem 3 núcleos, cada um

com 3 enrolamentos concêntricos, com as seguintes características:

Primário

Potência	1500 kVA
Ligação	estrêla com neutro acesível.
Tensões	63-62-61-60-59-58-57 kV.

Êste enrolamento tem 3 comutadores monofásicos para 7 posições, manobráveis do exterior e sem carga.

Secundário

Potência	1500 kVA
Tensão	30,75 kV
Ligação	estrêla com neutro acessível.

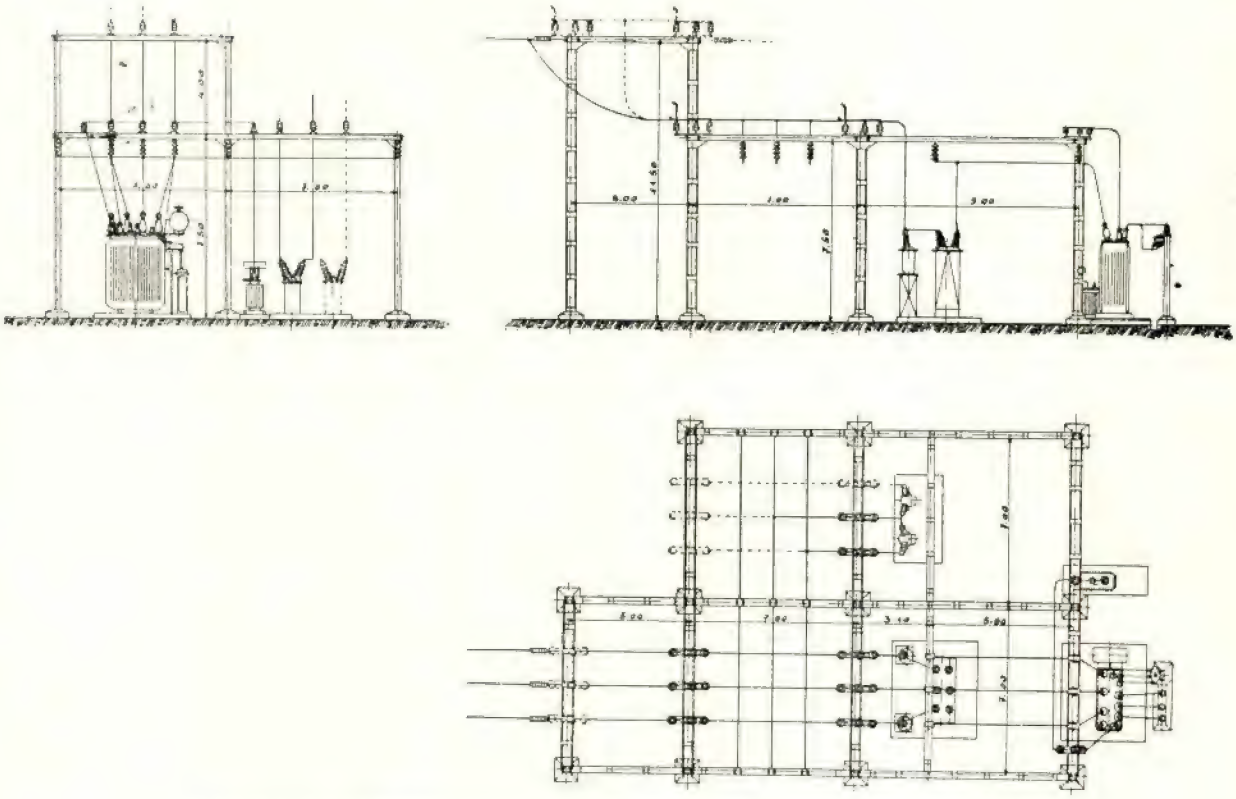
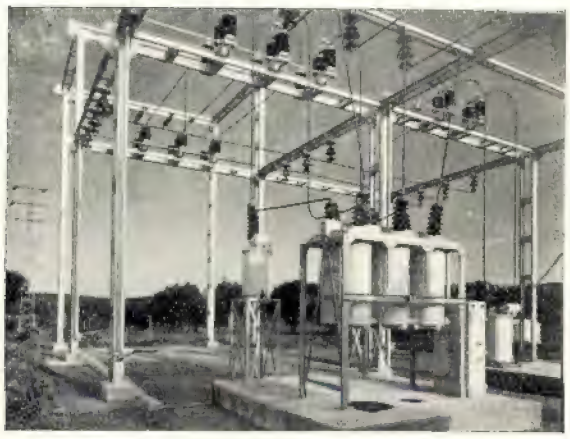
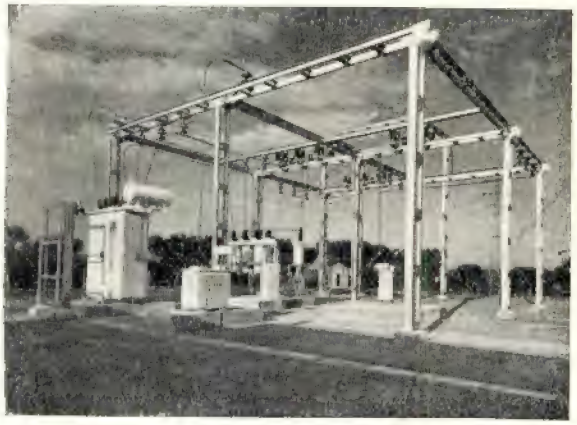


Fig. 3 — *Cortes longitudinal, transversal e planta da parte exterior da sub-estação*





Figs. 4 e 5 — *Aspectos da parte exterior da sub-estação*

A tensão secundária é calculada em vasio com cos $\varphi = 0{,}8$.

Êste enrolamento está previsto para a ligação à terra por meio duma bobine Petersen.

Terciário

Potência	500 kVA
Tensão	15,45 kV
Ligação	triângulo

A tensão terciária é calculada em vasio com cos $\varphi = 0{,}8$.

Garantias a 75° C nos enrolamentos, com a relação 57/30,75 kV, 1500 kVA.

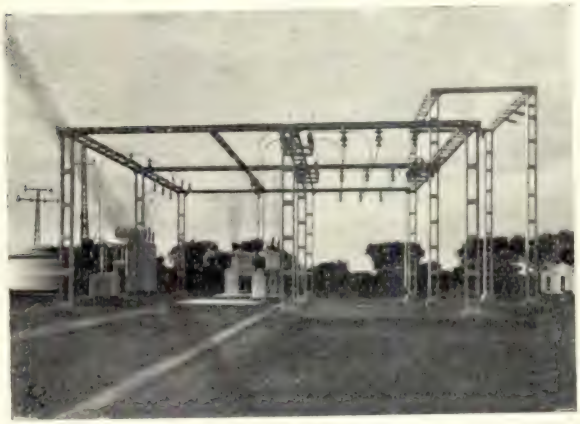


Fig. 6 — *Outro aspecto da parte exterior da sub-estação*

Carga	4/4	3/4	2/4	1/4	
Rendimentos cos. $\varphi = 1$	98,25	98,40	98,37	97,7	%
» cos. $\varphi = 0{,}8$	97,82	98,00	97,97	97,14	%
Queda de tensão ohmica				1,25	%
» » » a plena carga, cos $\varphi = 1$				1,47	%
» » » » » » cos $\varphi = 0{,}8$				5	%
Tensão de curto-circuito				6,6	%
Perdas em vasio	7,65 kW ± 10 %				
Perdas no cobre	19 kW ± 10 %				

Garantias a 75° C nos enrolamentos, com a relação 60/15,45 kV, 500 kVA.

Carga	4/4	3/4	2/4	1/4	
Rendimentos cos. $\varphi = 1$	97,37	96,87	95,75	92,2	%
» cos. $\varphi = 0{,}8$	96,73	96,12	94,74	90,5	%
Queda de tensão ohmica				0,65	%
» » » a plena carga cos $\varphi = 1$				0,70	%
» » » » » » cos $\varphi = 0{,}8$				2,45	%
Tensão de curto-circuito				3,25	%
Perdas em vasio	10,3 kW ± 10 %				
Perdas no cobre	3,24 kW ± 10 %				

O transformador pesa 7550 kg., dos quais 5600 kg. pertencem ao ólio; tem uma altura de 4,155^{m}, desde o solo até ao topo dos isoladores de 60 kV.

O transformador está montado sôbre um macisso em béton, com a altura do carro para o transportar para a oficina. Êste carro desloca-se sôbre uma via com 2 m. de largura.

A cuva do transformador está ligada a um reservatório de expansão e apoia-se sôbre 4 rodas.

c) *Disjuntor*

O disjuntor de 60.000 volts é trifasado, em ólio, construido pela ASEA; tem comando a distância, a partir do quadro; o motor e todas as peças do maquinismo para ligação, estão num «coffret», ao lado do disjuntor.

A manobra de ligação é simples: supunhamos o disjuntor fechado; ligando o comutador no quadro, é posta em tensão uma bobine existente no «coffret» e solta-se um lingüête, que origina a distensão dumas molas existentes na parte superior do disjuntor; já pelo esfôrço destas molas, já pelo seu pêso, os contactos do disjuntor abrem; suponhamos agora que queremos ligar o disjuntor: duas molas fortes existentes no «coffret» e que estão comprimidas, ficam bruscamente livres, e ligam o disjuntor; ao mesmo tempo, o motor é pôsto em marcha e comprime de novo as molas, parando automàticamente desde que essa compressão termine. Estas manobras pódem fazer-se no próprio disjuntor, por meio de um botão existente no «coffret».

O disjuntor tem as seguintes caracteristicas:

Tensão de trabalho	64 kV
Corrente normal	400 Ampères
Capacidade de rotura	300.000 kVA a 64 kV
Tensão de ensaio	150 kV durante 1 minuto
Tensão de disrupção à chuva	150 kV
Tensão de disrupção em sêco	175 kV
Pêso total, incluindo armação e comando	2.285 kgs.
Óleo necessário	1.350 kgs.

A bobine de disparo do disjuntor, além de ser influenciada manualmente a partir do quadro ou por meio do botão existente no «coffret», póde ser posta sob tensão devido a

dois «relais» alimentados por dois transformadores de intensidade.

Os «relais» são de tempo inverso, acção diferida sendo o tempo de disparo tanto mais rápido quanto maior fôr a intensidade da corrente. Tem 4 graduações de tempo, para 20, 15, 10 e 5 segundos, conforme indica a figura 7, que representa as curvas caracteristicas dêste relais.

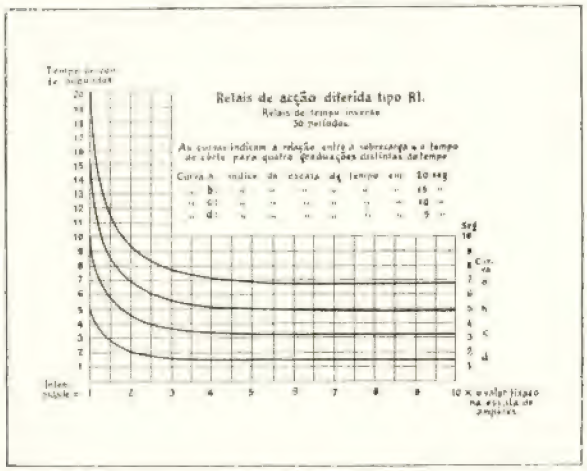


Fig. 7 — *Curvas caracteristicas do relais tipo R I*

d) *Transformadores de intensidade e tensão*

Existem dois transformadores de intensidade construidos pela ASEA, para influenciarem os «relais» do disjuntor, e realizar a sua abertura na hipótese duma sobrecarga; são montados um em cada uma das fases extremas, antes do disjuntor. Para facilidade de ligação, êstes transformadores estão sôbre uma estrutura metálica, de forma que o condutor que segue para o disjuntor fica horizontal.

As caracteristicas dos transformadores de intensidade são:

Tensão	66 kV
Relação de transformação	15/5 Ampères
Pêso liquido	175 kg.
Óleo necessário.....	140 kg.

Montou-se um transformador de tensão fornecido também pela ASEA cujo fim principal é fornecer energia para os serviços auxiliares: iluminação da sub-estação, bomba de água do pôço, comando do disjuntor de 60 kV; aproveita-se também para obter a tensão do lado de 60 kV; é claro que o valor obtido não será exacto, atendendo a que o transformador utilizado não é especial para medida; isto porém não interessa, pois deseja-se apenas saber o valor aproximado da tensão; a regulação faz-se pelo lado de 30 kV e de 15 kV.

A existência dêste transformador era absolutamente indispensável, pois no caso dum disparo do disjuntor de 60 kV, torna-se necessário energia para o ligar de novo; não se justificava, além disso, a existência de dois transformadores, um para serviços auxiliares e outro para medição de tensão.

O transformador em banho de óleo tem as seguintes caracteristicas:

Potência	10 kVA
Relação de transformação...	60.000/220 volts
Pêso liquido	585 kg.
Óleo necessário.....	285 kg.

e) *Bobine de Petersen*

O enrolamento de 30 kV, estrêla, tem ligado ao neutro uma bobine de Petersen, fornecida pela AEG. Esta bobine tem vários terminais, que se utilizarão conforme a extensão da rêde de 30 kV e portanto conforme a sua corrente de terra. As caracteristicas dessa bobine são:

Isolada para uma tensão entre fases	33 kV
Tensão da bobine	19 kV
Corrente máxima.....	11,5 Amp.

A bobine tem 8 terminais para:

10 — 8,5 — 7,5 — 6,5 — 6 — 5 — 4 — 3 — Amp.

comutáveis sem carga por comutador em banho de óleo accionado por volante.

A bobine tem um transformador de intensidade que dela faz parte, ao qual está ligado um amperimetro registador.

Ao conjunto pertence ainda um «relais» de sinal montado no quadro e uma busina de alarme, accionados pelo transformador de intensidade e por um transformador de tensão montado também sôbre a bobine.

O esquêma de ligação à terra está representado na fig. 8 em que temos

a — Bobine de terra
b — terminais
c — transformador de corrente
d — «relais» de sinal

e — amperímetro registador
f — lâmpada de sinal
g — busina de alarme.

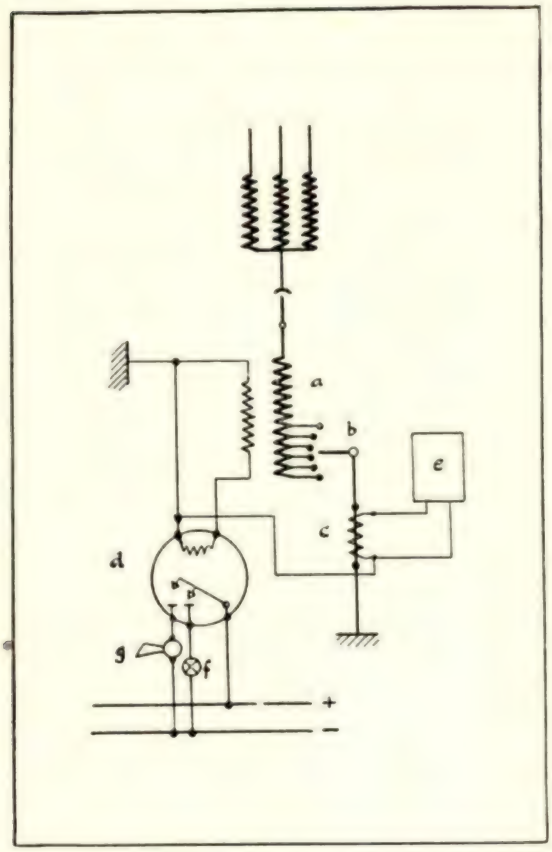


Fig. 8 — *Esquema de ligações da bobine Petersen*

f) *Canalizações a 30 kV e a 15 kV.*

O secundário e terciário do transformador estão ligados com o edifício de aparelhagem a 30 kV e 15 kV por meio de cabos subterrâneos. As caixas terminais estão montadas sôbre uns suportes metálicos, diante dos terminais respectivos do transformador. Para 15 kV empregamos uma caixa trifasada, mas para 30 kV empregamos 3 caixas monofasadas, solução muito aconselhável atendendo à distância entre fases necessárias, e à possibilidade de alterar a disposição das 3 caixas à vontade. O sistema de 3 caixas terminais monofasadas é sempre mais adaptável e permite uma instalação em melhores condições do que uma caixa trifasada; isto faz-se sentir principalmente para tensões superiores a 15 kV.

A caixa terminal e o cabo para 15 kV foram fornecidos pela casa Felten & Guilleaume Carlswerk. O cabo tem as seguintes características:

Tensão de serviço	15 kV
Secção do cobre	3 x 25 $^{m}/_{m2}$
Espessura do isolamento	7,5 $^{m}/_{m}$
Espessura do chumbo ...	2 $^{m}/_{m}$
Diâmetro exterior	54 $^{m}/_{m}$
Pêso líquido	7040 $^{kg}/_{km}$.

O cabo é formado por fios de cobre electrolítico, isolado por várias camadas de papel; os 3 condutores juntos e envolvidos por várias camadas de papel impregnado, uma bainha de chumbo, uma camada de asfalto, dois envólucros de fita de papel asfaltado, uma camada de asfalto, filassa de juta alcatroada, armaduras de duas fitas de aço asfaltadas, uma camada de asfalto, filassa de juta alcatroada, uma camada de asfalto, caolino.

As caixas terminais e o cabo para 30 kV foram fornecidas pela AEG. O cabo tem as seguintes características:

Tensão de serviço	33 kV
Secção do cobre.....	3 x 25 $^{m}/_{m2}$
Espessura do isolamento	7,5 $^{m}/_{m}$
Espessura do revestimento de chumbo por condutor	1,6 $^{m}/_{m}$
Diâmetro exterior	66 $^{m}/_{m}$
Armação: fitas de aço	2 x 1 $^{m}/_{m}$
Pêso do cobre	680 $^{kg}/_{km}$
Pêso do chumbo.....	4.170 $^{kg}/_{km}$
Pêso líquido.....	10.300 $^{kg}/_{km}$

O cabo é formado por fios de cobre electrolítico, isolados por várias camadas de papel e uma bainha de chumbo, os condutores juntos e isolamento de várias camadas de papel impregnado, uma camada de juta asfaltada, armadura de duas fitas de aço, uma camada de juta asfaltada.

A fig. 9 representa um corte do cabo a 30 kV.

IV — EDIFÍCIOS DA APARELHAGEM

a) *Descrição geral*

As celas de 30 kV e de 15 kV foram instaladas numa sala de 13,70 × 11 m; nessa mesma sala está montado o quadro; no mesmo edifício foi construida uma oficina de 6,2 × 11 m,

para montagem e reparação de transformadores; a oficina tem uma ponte rolante para

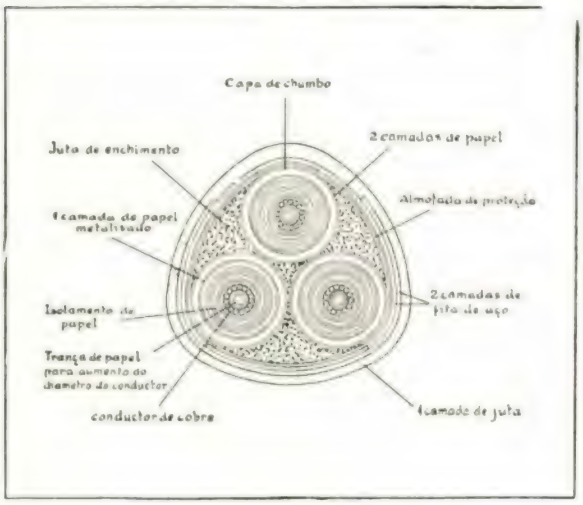


Fig. 9 — *Corte do cabo a 30 kV*

10.000 kg., e uma porta larga, de 2,5 m., por onde entra a via do carro de transporte do transformador.

O edificio foi feito todo em tijolo, com vigas de formigão armado, e a cobertura é em chapas de fibro-cimento apoiadas em asnas de ferro. Para estas asnas usou-se a construção soldada, pela grande rigidez que concede à estrutura e notável economia que permite realizar.

As celas são também construidas em tabique de tijolo.

As barras gerais, descidas, e todos os mais condutores de ligação são constituídos por fio de cobre de 8 m/m de diâmetro.

b) *Instalação a 15 kV*

Existe um sistema de barras gerais a 15 kV; a chegada do transformador faz-se por meio de cabo, como dissemos; a cela de chegada, além da caixa terminal, contém um transformador de intensidade 20 5 amp, um disjuntor pare 22 kV tensão de serviço e 200 ampères e 3 seccionadores unipolares, e dali segue às barras gerais. Estas estão ligadas às celas de saída, cada uma com um transformador de intensidade, um disjuntor idêntico ao anterior e 6 seccionadores unipolares, e à cela dos transformadores de tensão, com 3 transformadores monofásicos 15.000/110 volts para aparelhos de medida e lâmpadas de indicação de terra.

Cada disjuntor tem 2 «relais» directos de máxima intensidade e tempo.

A aparelhagem foi tôda fornecida pela ASEA.

c) *Instalação a 30 kV*

A instalação a 30 kV é análoga a de 15 kV.

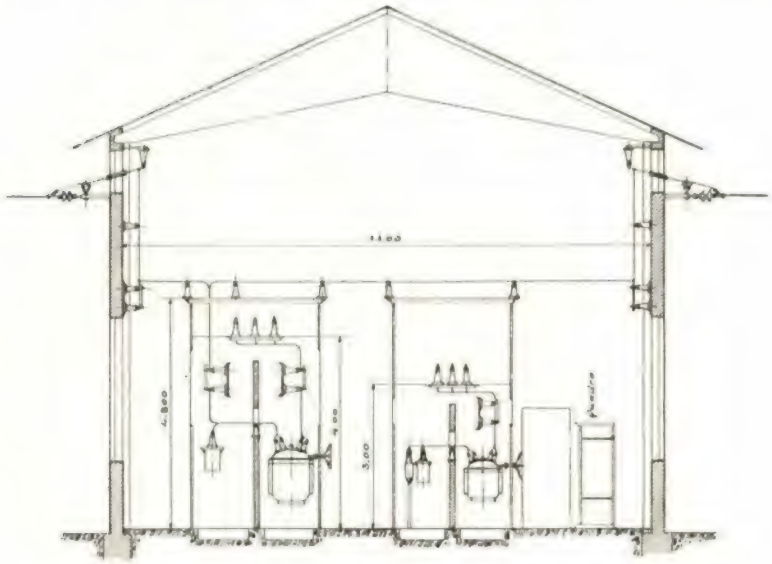


Fig. 10

Celas a 30 kV e a 15 kV.

Corte da sala de aparelhagem

Tem também uma cela de chegada do transformador, 5 celas de saída para linhas a 30 kV, e uma cela para transformadores de tensão.

A aparelhagem tem as seguintes características.

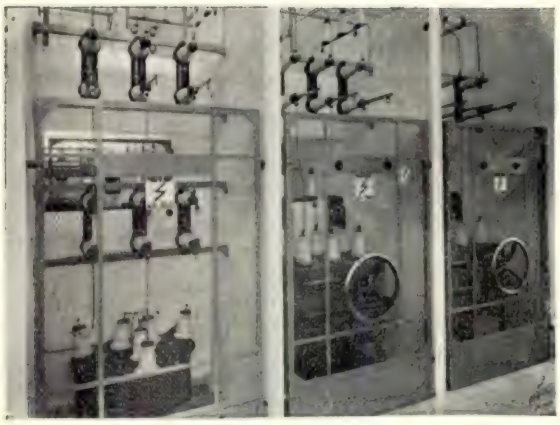


Fig. 11—*Um aspecto da parte interior da sub-estação*

Transformador de tensão:

Tensão primária	30.000 V
Tensão secundária	110 V
Capacidade normal	300/600 VA
Capacidade máxima	1.900 VA
Pêso líquido	160 kV
Óleo necessário	68 kV

Transformadores de intensidade:

Tensão de serviço	30 kV
Corrente primária	30 Amp.
Corrente secundária	5 »
Pêso líquido	90 kg.
Oleo necessário	35 kg.

Disjuntores:

Tensão de serviço	33 kV
Corrente normal	350 amp.
Corrente máxima instantânea	50.000 amp.
Corrente efectiva durante 5 seg	15.000 amp.
Capacidade de corte, a 30.000 v	1.200 amp.
Tensão de ensaio durante 1 minuto	90 kV
Tensão de disrupção dos isoladores	110 kV
Pêso líquido	515 kg.
Óleo necessário	335 kg.

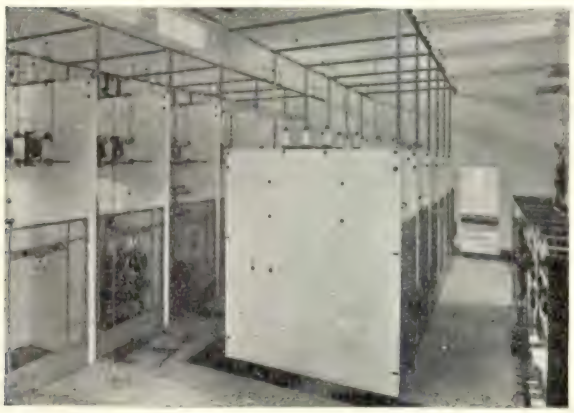


Fig. 12 — *Um aspecto da parte interior da sub-estação*

Os disjuntores têm «relais» directos de máxima intensidade e tempo, reguláveis para 6 a 12 amp., ou 10 a 20 amp., e 0 a 15 seg.

A aparelhagem de 30 kV foi tôda fornecida pela ASEA.

Tôdas as saídas a 15 kV e a 30 kV têm seccionadores de ligação à terra.

d) *Quadro*

O quadro é colocado paralelamente às celas e consta de 8 painéis, com a seguinte aparelhagem:

1.º, 2.º e 3.º — Aparelhos de medida e sincronização para interligação das linhas a 60 kV; não se montam por enquanto.

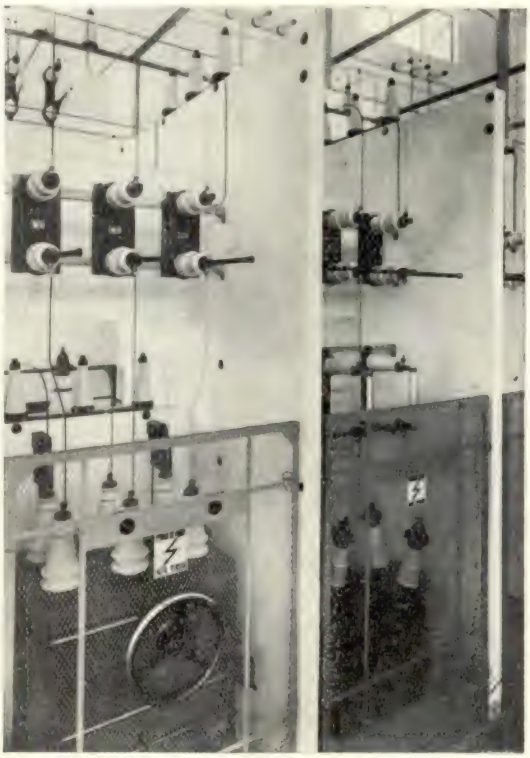


Fig. 13 — *Um aspecto da parte interior da sub-estação*

4.º — Barras gerais:

1 Voltimetro 0-40.000 volts para as barras gerais de ..... 30 kV

1 Voltimetro 0-20.000 volts para as barras gerais de ..... 15 kV

1 Voltimetro registador 0-80.000 para as barras gerais de ..... 60 kV

1 Amperimetro registador 0-10 amp. para a bobine de terra.

5.º — Transformadores I e II (por enquanto monta-se apenas a aparelhagem referente ao transformador I, único em serviço).

1 Amperímetro 0-40 amp. para o secundário do transformador.

1 Amperímetro 0-25 amp. para o terciário do transformador.

1 Comutador para o comando a distância do disjuntor a 60 kV, e 2 lâmpadas de sinalização.

6.º — Saídas a 30.000 volts (por enquanto monta-se apenas a aparelhagem referente a duas saídas).

2 amperímetros 0-40 amp., para as linhas a 30 kV.

3 lâmpadas indicadoras de terra.

7.º — Saídas a 15.000 volts (por enquanto monta-se apenas a aparelhagem referente a uma saída).

1 amperímetro 0-75 amp. para a linha a 15 kV.

3 lâmpadas indicadoras de terra.

O amperímetro para esta saída tem uma escala mais ampla que o amperímetro do enrolamento de 15 kV do transformador, pois prevê-se a possibilidade de alimentar a linha a 60 kV pelo lado de 15 kV com outro transformador em paralelo, visto haver a interligação a esta tensão entre a sub-estação de Condeixa e a de Mogofores.

8.º — Serviços auxiliares:

1 voltímetro 0-250 volts.
1 amperímetro 0-50 amp.
1 interruptor geral.
1 interruptor para o circuito de bombas, etc.
1 interruptor para a iluminação interior do posto.
1 interruptor para iluminação da casa do guarda, armazéns, etc.
1 interruptor para iluminação exterior.
1 interruptor de reserva.

V — TERRAS, DIVERSOS

Montaram-se as seguintes terras: uma para a estrutura metálica da parte exterior e aparelhagem, outra para as ferragens de alta tensão da parte interior, transformadores de medida, e aparelhagem e a terceira para a bobine de terra. Estas terras são constituidas por tubos de ferro galvanizado com 40mm de diâmetro, e 2000mm de comprimento; empregam-se 16

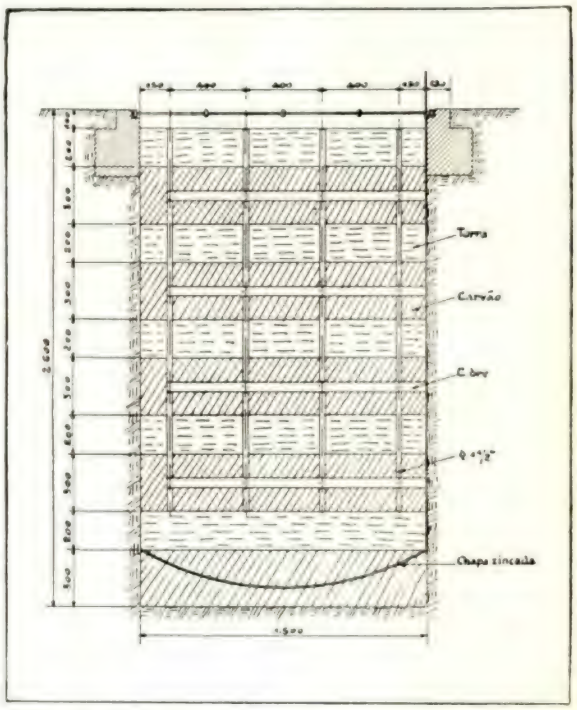


Fig. 14 — *Aspecto em corte da terra utilisada*

tubos afastados entre si 400mm, formando um quadrado com lado igual a 1200mm ligados por 4 fitas de cobre de 50×3mm; a terra é preparada, com camadas alternadas de terra e carvão, com as espessuras respectivas de 200mm e 300mm. A figura 4 representa um corte duma terra.

A medição dos seus valores no mês de Novembro de 1936, deu-nos os seguintes resultados:

Terra para a parte exterior....	6,6 ohms
Terra para a parte interior.....	6,8 »
Terra para a bobine Petersen.	7,8 »

Valores todos muitos bons, que nos deram plena satisfação.

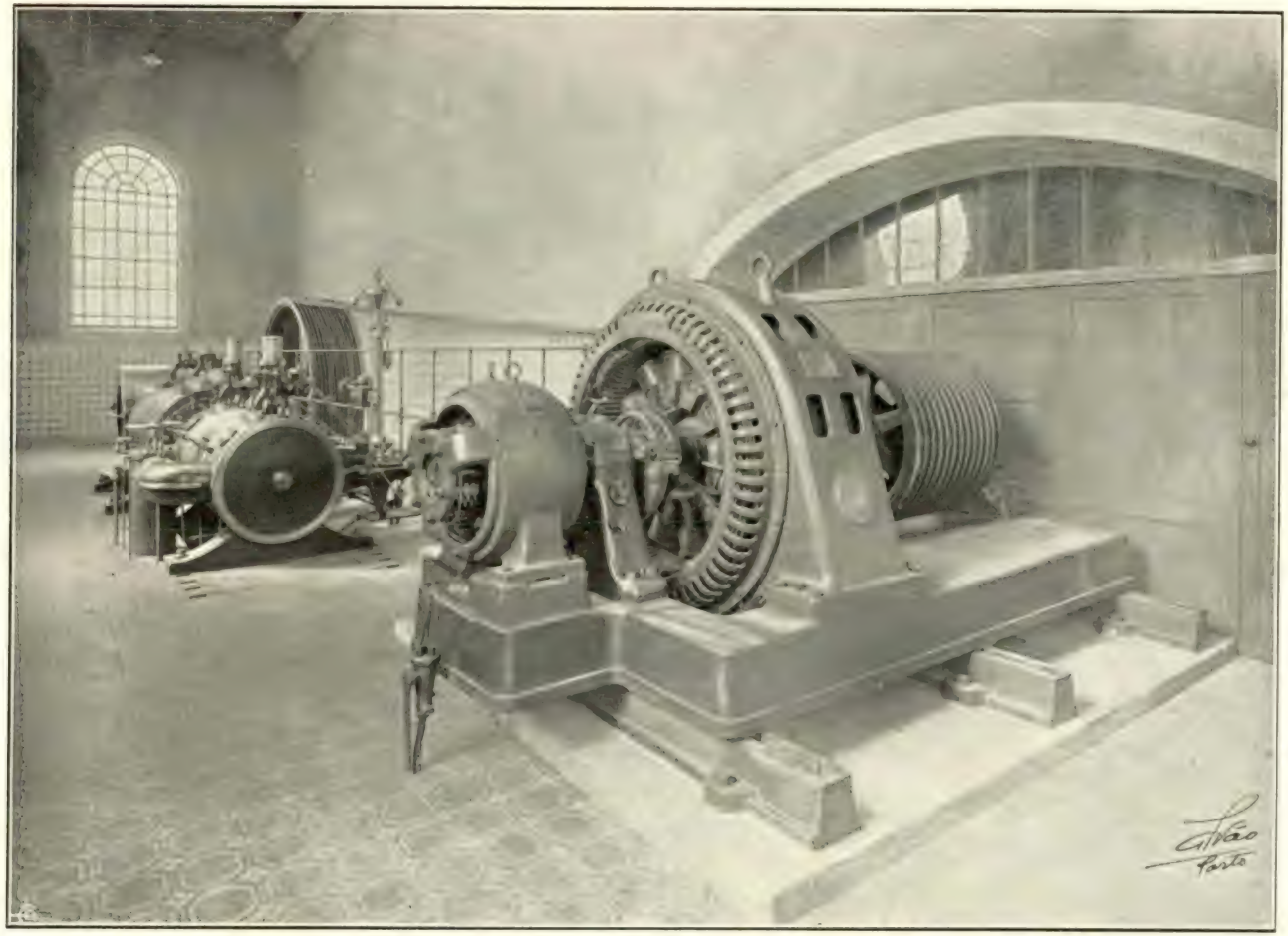
O terreno da sub-estação é circundado por uma vedação em arame farpado. Tem um pôço para fornecimento de água, com um grupo motor-bomba.

A casa do guarda da sub-estação, assim como a casa dos guardas das linhas têm uma cobertura em terraço, em cimento armado e tijolo.

JAYME DA COSTA, L.DA

ENGENHEIROS

LISBOA PORTO



CENTRAL TERMO-ELÉCTRICA DA FÁBRICA DO BUGIO — FAFE

500 kVA.

Tôda a instalação eléctrica desta Fábrica foi montada em 1928 com material "ASEA", compondo-se de 3 alternadores com a potência total de 1030 kVA, 400/231 volts, 2 transformadores com a potência total de 350 kVA, 400/5000-13000-15000 volts, 7 motores eléctricos com a potência total de 439 cavalos, com caixas de manobra automáticas, quadro de distribuição de 5 painéis e tôda a aparelhagem e cabos de alta e baixa tensão.

Tip. Pôrto Médico, L.da — PORTO

JAYME DA COSTA, L.DA

ENGENHEIROS

PORTO
PRAÇA DA BATALHA, 12

LISBOA
RUA DOS CORREEIROS, 14

REPRESENTANTES DAS FIRMAS

ALLMÄNNA SVENSKA ELEKTRISKA A.B. (ASEA), VÉSTERÅS, SUÉCIA

Motores e geradores de corrente contínua e alterna, transformadores, aparelhagem de alta e de baixa tensão. Ascensores, monta-cargas e gruas. Máquinas eléctricas especiais para as indústrias de fiação, tecelagem, papel, etc. Electrificação completa de fábricas, caminhos de ferro, etc.

SVENSKA TURBINFABRIKS A.B. LJUNGSTRÖM, FINSPONG, SUÉCIA

Turbinas a vapor **STAL.**

AKTIEBOLAGET ATLAS DIESEL, ESTOCOLMO, SUÉCIA

Motores a óleos pesados estacionários e marítimos **POLAR.**
Compressores e ferramentas pneumáticas **ATLAS.**

AKTIEBOLAGET PENTAVERKEN, SKÖVDE, SUÉCIA

Motores marítimos **PENTA** a gasolina, petróleo e óleo. Moto-bombas, grupos electrogéneos.

LANDIS & GYR S.A., ZUG, SUISSA

Contadores eléctricos e aparelhos derivados, relógios e auto-interruptores.

GEBR. RITZ & SCHWEIZER, SCHWÄB, GMÜND, ALEMANHA

Bombas centrífugas, de alta e baixa pressão.

BAMFORDS, LTD., UTTOXETER, INGLATERRA

Motores Diesel de pequenas potências, motores a gasolina e petróleo.

SANDVIKENS JERNVERKS AKTIEBOLAG, SANDVIKEN, SUÉCIA

Aços para tôdas as aplicações.

LOUIS BRENTA, BRUXELAS, BÉLGICA

Serras de fita para trabalhar madeira, com e sem chariot.

JEAN VICAN, CASTELJALOUX, FRANÇA

Máquinas para trabalhar madeira.

AKTIEBOLAGET BALTIC, ESTOCOLMO, SUÉCIA

Desnatadeiras, batedeiras, máquinas para o tratamento do leite.

BERLIN-ANHALTISCHE MASCHINENBAU, A. G., DESSAU, ALEMANHA (BAMAG).

Materiais para transmissões, aparelhos diferenciais eléctricos, tensores de correia.

BERLINER MASCHINENBAU-A. G. (SCHWARTZKOPFF), BERLIM, ALEMANHA

Locomotivas a vapor e a óleo, material para caminhos de ferro.

Erros cometidos com o emprêgo dos processos estereofotogramétricos nos levantamentos de cartas em grandes escalas

PELO ENG.º ANTÓNIO DE CARVALHO XEREZ
(I. S. T.)

1 — Considerações prévias — O emprêgo dos processos estereofotogramétricos, por ser insuficientemente conhecido, não goza de geral simpatia entre os engenheiros portugueses.

Julgam alguns que a utilização daqueles processos não conduz a cartas rigorosas, principalmente em grandes escalas, e daí o optarem muitas vezes pelo emprêgo dos métodos clássicos da topografia. A razão que os leva a pensar desta maneira é única e simplesmente a do não conhecimento perfeito dos fundamentos da estereofotogrametria, pois, nas nossas escolas superiores, não são aquelas questões versadas com o desenvolvimento que o estado actual da ciência exige. Aproveitamos, neste momento, a oportunidade para aconselhar aos estudiosos a leitura de qualquer das publicações sôbre fotogrametria que no final inserimos.

O nosso fim, com êste artigo, é *mostrar a superioridade em rigor dos processos estereofotogramétricos sôbre os clássicos,* qualquer que seja a escala da carta, e para isso vamos apresentar um resumo do estudo matemático dos erros cometidos na execução de cartas por estereofotogrametria, a que se seguirá um caso concreto, onde se demonstra a veracidade das conclusões teóricas.

Como não pretendemos fazer um estudo original, mas sim tratar resumidamente o que vem escrito nos livros, seguiremos nestas notas o *Traité de Stéréophotogrammétrie par Baeschlin (Professeur de Géodésie et Topographie à l'École Polytechnique Fédérale à Zurich) et Zeller (Professeur de Photogrammétrie à la même École),* e a êsse tratado enviamos os nossos leitores para um melhor esclarecimento de alguns pontos mais obscuros.

2 — Breves noções sôbre os métodos estereofotogramétricos — Antes de abordarmos o estudo dos erros, desejamos dar umas noções preliminares sôbre estereofotogrametria, noções que nos auxiliem na nossa exposição; e, para que elas mais fàcilmente possam ser apreendidas, dar-lhe-emos uma feição simples e prática, descrevendo, em resenha, a série de operações necessárias para a obtenção de uma carta por estereofotogrametria aérea (além dêste processo há ainda o da estereofotogrametria terrestre).

Suponhamos que, de dois pontos distintos do espaço, tiramos duas fotografias do mesmo terreno e que, em seguida, colocamos num aparelho especial os negativos, de modo que êles fiquem, um em relação ao outro, na posição em que estavam ao serem obtidos naqueles pontos, a cuja distância se não atende nesta operação (o aparelho denomina-se *autógrafo* e esta operação é a *orientação relativa dos negativos*). Se observarmos êsse par de negativos através do sistema ocular do aparelho, temos a sensação do relêvo da região que êle abrange; estamos assim em presença de um *modêlo estereoscópico,* isto é, de um modêlo, a uma determinada escala, do terreno considerado.

Se o sistema ocular fôr munido, no plano imagem, de uma *marca estereoscópica,* teremos ainda a sensação da posição dessa marca relativamente ao terreno representado pelo modêlo estereoscópico; a marca pode estar no

terreno, enterrada ou elevada. Deslocando-a segundo os 3 eixos ortogonais do autógrafo, é possível colocá-la em qualquer ponto do modêlo, de modo que ela se encontre sôbre o terreno, isto é, não fique enterrada nem elevada; a precisão com que é possível fazer a coincidência da marca com o terreno denomina-se *acuïdade visual estereoscópica* que se define pela variação do ângulo formado pelos raios visuais dirigidos dos olhos do observador para o ponto considerado. Aquela grandeza é variável de observador para observador e tem por valor médio: $m_1 = 40$ *segundos centesimais.*

Suponhamos ainda que determinamos a posição rigorosa no espaço de 3 pontos do terreno, pertencentes ao par de chapas, empregando para êsse fim os processos conhecidos da topografia, e que marcamos êsses pontos na quadrícula da futura carta, por intermédio das suas coordenadas planimétricas, com um aparelho denominado coordenatógrafo que dá a precisão de 0,01 mm..

É possível, utilizando o autógrafo ligado ao coordenatógrafo (essa ligação dos dois aparelhos é tal que os movimentos da marca no autógrafo se transmitem, projectados ortogonalmente no plano horizontal, a um porta-lapiseiras do coordenatógrafo, onde se encontra a carta), obter, a uma dada escala, a distância exacta dos dois pontos donde foram tiradas as fotografias e ainda a posição do par de chapas relativamente aos 3 pontos coordenados (o conjunto destas duas operações denomina-se *orientação absoluta* do par de chapas).

Nesta definitiva posição dos negativos, no autógrafo, e da carta, no coordenatógrafo, existe pois uma correspondência tal que *a carta é o plano horizontal de projecção do modêlo estereoscópico* (imagem do terreno a uma dada escala) e, portanto, *tôdas as linhas percorridas pela marca sôbre o modêlo serão projectadas na carta por intermédio de superfícies projectantes verticais.*

Suponhamos agora que, conservando a marca num plano horizontal qualquer, procuramos deslocá-la, por meio de movimentos segundo os dois eixos daquele plano, de modo que ela se conserve constantemente sôbre o modêlo estereoscópico, isto é, sôbre o terreno; a marca terá assim percorrido uma linha de nível do terreno e o porta-lapiseiras do coordenatógrafo terá realizado a projecção dessa linha de nível, isto é, *desenhou uma curva de nível.* Colocando a marca noutro plano horizontal e procedendo de modo semelhante obtemos outra curva de nível. Se seguirmos uma estrada, um muro, o contôrno de uma casa, etc., conservando constantemente a marca sôbre o terreno, por meio de movimentos segundo os 3 eixos, êsses percursos serão projectados no plano da carta; obtemos assim *detalhes planimétricos.* Êste conjunto de operações, destinadas ao traçado das curvas e dos detalhes planimétricos, designa-se por *restituïção pròpriamente dita.* À orientação e à restituïção pròpriamente dita dá-se a designação geral de *restituïção.*

Mostrámos assim que a *estereofotogrametria é uma aplicação dos elementares princípios em que se baseia a representação do terreno.* Ela difere da topografia clássica apenas nos métodos empregados para projectar, na carta, o relêvo do terreno e os seus acidentes planimétricos, e desejamos frizar esta proposição, pois há quem imagine que os processos estereofotogramétricos consistem numa simples transformação fotográfica.

Como conseqüência da utilização de métodos diferentes, temos, sob o ponto de vista técnico, a superioridade em rigor dos processos estereofotogramétricos e ainda, *se pudermos admitir* iguais condições de rigor, a sua maior rapidez e economia.

* * *

Depois destas breves noções sôbre estereofotogrametria, que se baseiam, conforme vimos, nos princípios da formação das imagens estereoscópicas, vamos indicar a série de operações destinadas à obtenção de uma carta por *processos aeroestereofotogramétricos:*

a) Vôo,

b) Determinação dos pontos de apoio,

c) Restituïção dos pares de negativos obtidos,

b) Desenho das cartas.

Detalharemos em seguida as três primeiras operações e, no intuito de tratarmos um caso concreto, elas serão descritas para o caso do emprêgo da aparelhagem Wild.

Vôo — Feita a determinação matemática da altura do vôo acima do terreno, cujo valor se baseia no estudo dos erros que nos propuse-

mos expor em seguida, é necessário cobrir a região a levantar com pares de fotografias, tais que cada par seja obtido de dois pontos distintos do espaço, a-fim-de poder ser observado estereoscòpicamente, e que os pares contíguos se sobreponham, isto é, cubram nos seus bordos a mesma faixa de terreno, para não haver espaços mortos, denominados *lacunas,* e para não ser necessário restituir os extremos dos negativos, onde a observação estereoscópica é deficiente.

Na fig. 1 está indicado, em planta e perfil, o modo como se realiza o vôo.

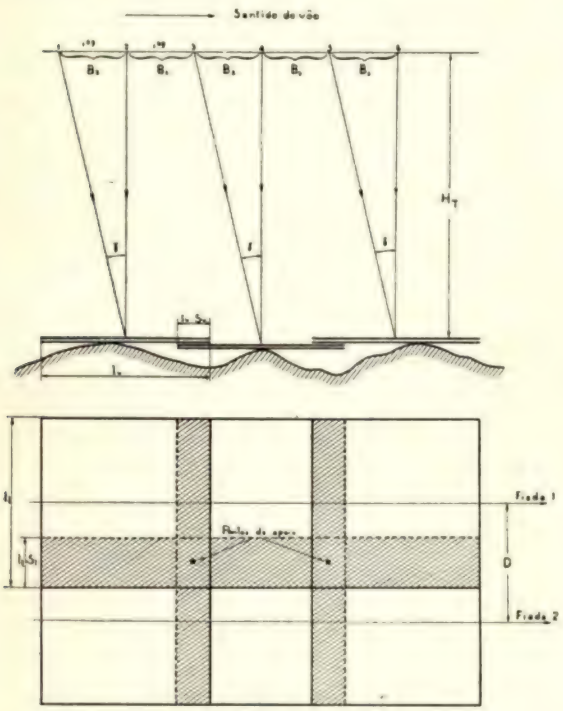


Fig. 1

A parte tracejada representa a sobreposição dos pares de chapas

Efectuam-se várias fiadas de vôo sobrepondo-se lateralmente de, em geral, $s_l = 30\ \%$ da dimensão do negativo normalmente à direcção do vôo, e, em cada fiada, os sucessivos pares de chapas (em cada par de chapas, estas sobrepõem-se totalmente) sobrepõem-se de, no caso corrente, $s_v = 20\ \%$ da dimensão do negativo na direcção do vôo. O *modus faciendi* consiste em tirar uma série de fotografias distanciadas de B_s *(base aérea)*, tais que o eixo da câmara fotográfica fique alternadamente vertical e inclinado de um ângulo γ *(convergência)* sôbre a vertical. Dêste modo, cada par de chapas é formado por uma obtida com o eixo da câmara inclinado *(convergente)* e outra com o eixo vertical *(normal)*, donde o designar-se êste tipo de levantamento por *levantamento convergente-normal.* As outras séries de fotografias, constituindo outras tantas fiadas de vôo, são distanciadas entre si de D.

Determinada a altura de vôo acima do terreno H_T, as fórmulas para calcular os elementos destinados ao observador do avião são as seguintes:

$$B_s = \frac{H_T\ l_v}{2f}\,(1 - s_v)\ , \quad \gamma = \text{arc tg}\ \frac{B_s}{H_T}\ ,$$

$$D = \frac{H_T\ l_l}{f}\,(1 - s_l)\ ,$$

em que:

l_v, l_l — dimensões úteis da chapa no sentido do vôo e no sentido normal; as chapas da aparelhagem Wild são quadradas e $l_v = l_l = 12$ cm.,

f — distância focal da câmara fotográfica; a câmara Wild tem $f = 165$ mm. .

Assim, por exemplo, para o levantamento de uma região, *na escala de 1:1.000* com curvas de nível de eqüidistância igual a 1 metro, e admitindo-se um êrro altimétrico de:

$$E_a = \pm\,(0{,}30 + 0{,}50\ \text{tg}\,\alpha)^m\ ,$$

os elementos de vôo são os seguintes:

$H_T = 1100$ m.	$s_v = 0{,}20$	$s_l = 0{,}30$
$B_s = 320$ m.	$\gamma = 18^g$	$D = 560$ m.

O observador deverá tirar fiadas de fotografias distanciadas de $D = 560$ m., para o que se sinaliza convenientemente a região a levantar, e, em cada fiada, as fotografias serão obtidas com um intervalo de tempo, chamado *intervalo de disparo,* de valor:

$$i^{\,seg} = \frac{3{,}6 \times B_s^{\,(m)}}{v_t^{\,(km/h)}}\ ,$$

em que v_t é a velocidade do avião em relação ao terreno. Esta velocidade tem por expressão $v_t = v_a + v$, sendo v_a, a velocidade em relação ao ar (determinada com aparelhos colocados no avião) e v, a velocidade do vento,

cujo valor (positivo ou negativo) é determinado prèviamente (utilizando aquela mesma expressão) pelo conhecimento da distância entre dois pontos bem visíveis da região sobrevoada.

Para corrigir a *deriva* do avião devida ao vento (ângulo que a linha de fé do avião faz com a linha de vôo) é necessário rodar a máquina fotográfica de um ângulo igual à deriva mas de sinal contrário (fig. 2).

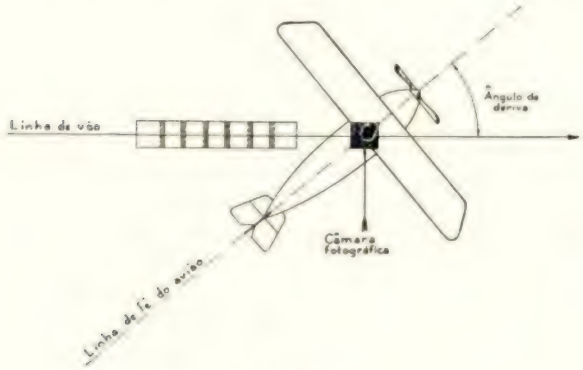


Fig. 2

A máquina fotográfica Wild (fig. 3) pode mover-se em tôrno de três eixos ortogonais a-fim-de corrigir a deriva e de se poder marcar a convergência.

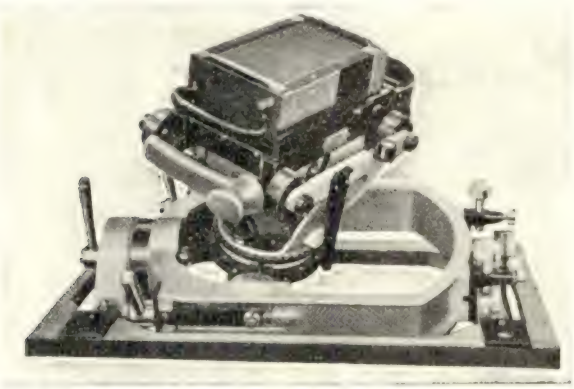


Fig. 3

Determinação dos pontos de apoio — Em cada par de fotografias escolhem-se 4 pontos (chamados *pontos de apoio*), de boa identificação, nos 4 cantos do par, de modo que cada um deles seja comum a mais 3 pares de chapas que se sobrepõem no canto respectivo (fig. 1). Teòricamente bastam três pontos como adiante veremos.

As 3 coordenadas dêsses pontos são determinadas, com um rigor dependente das tolerâncias admitidas pelo caderno de encargos, por meio de triangulação, intersecções directas, intersecções inversas (Pothenots) e, mais raramente, por poligonação, em virtude dos maiores erros planimétricos originados por êste último processo.

Os erros com que são obtidos os pontos de apoio são um dos factores que influem nos erros finais do levantamento, mas como é possível lançar mão de processos rigorosos para a sua determinação, essa causa de êrro está sempre salvaguardada. Chamamos a atenção dos que se interessam por trabalhos estereofotograméticos para a grande importância do rigor dos respectivos trabalhos de campo. Um mau trabalho de campo poderá prejudicar o rigor duma carta estereofotogramétrica, sem que nisso intervenham os processos da fotogrametria; dá-se, em geral, esta circunstância quando os trabalhos de determinação de pontos de apoio e os de restituïção são executados por entidades distintas.

Restituïção — Esta operação consiste na obtenção da carta desenhada a lápis, utilizando os pares de chapas convenientemente orientados no autógrafo Wild (fig. 4).

As chapas normal e convergente são colocadas nas câmaras do autógrafo *(orientação interior)* e, em seguida, procede-se à sua *orientação relativa*. Utilizando os 4 pontos de apoio coordenados, efectua-se depois a *orientação absoluta*. Esta orientação tem por fim, como já dissemos, dar à base aérea a sua verdadeira dimensão reduzida a uma determinada escala e orientar o par de chapas. Como um corpo sólido tem 6 graus de liberdade (3 translações paralelamente a 3 eixos e 3 rotações em tôrno de 3 eixos), as incógnitas da orientação absoluta são, em face do exposto, em número de 7, donde o serem teòricamente necessários dois pontos de apoio com as 3 coordenadas e um terceiro, apenas com a cota. No entanto, para compensação dos erros de orientação, utilizam-se os 4 pontos indicados.

Depois de o par de chapas estar orientado, inicia-se a *restituïção pròpriamente dita* que consiste no traçado das curvas de nível e no dos acidentes planimétricos.

Os erros de que vêm eivadas as curvas de nível e os acidentes planimétricos são, pois,

dependentes dos erros adentro dos quais foi feita a orientação e dos que se cometem no traçado ou restituïção pròpriamente dita, ou seja, dos dependentes da precisão com que se coloca a marca sôbre o modêlo estereoscópico *(erros de acuïdade visual estereoscópica)*. Os primeiros são função da precisão com que foram determinados os pontos de apoio e do rigor que o autógrafo permite atingir na orientação; à primeira parte já nos referimos e, quanto à segunda, não nos é possível estudá-la, detalhadamente, nestas notas, mas diremos que a precisão atingível na rectificação do autógrafo permite orientar o par de chapas de modo que os erros finais da orientação ficam adentro daqueles com que são obtidos os pontos de apoio.

Se a orientação fôr feita de modo que os seus erros fiquem abaixo de certos valores, tais que ela se possa tomar como certa, os únicos erros a considerar são os resultantes da imprecisão ao colocar a marca sôbre o modêlo estereoscópico. É debaixo dêste seguro princípio que se fazem todos os cálculos em que intervêm os erros cometidos com os processos estereofotogramétricos.

Fig. 4 — À esquerda, *o coordenatógrafo onde se coloca a carta;* à direita, *o autógrafo onde se colocam os negativos e se efectua a orientação*

3 — Estudo dos erros cometidos na restituïção pròpriamente dita (ao colocar a marca sôbre o modêlo estereoscópico) — O que vai seguir-se constitui uma resenha dos seguintes capítulos do *Traité de Stéréophotogrammétrie par Baeschlin et Zeller:*

> Théorie des erreurs dans la mesure des coordennées linéaires sur l'image, pg. 37 e seg..
>
> Compléments sur la théorie des erreurs, pg. 167 e seg..

Vision et mesures stéréoscopiques, pg. 192 e seg..

Détermination de l'erreur moyenne sur les coordonnées dun point mesurées à l'autographe, pg. 222 e seg..

Calcul des erreurs dans la stéréophotogramétrie aérienne, pg. 474 e seg..

O grande número de páginas dedicadas pelos autores ao estudo dos erros mostra-nos bem a sua importância para um completo conhecimento do valor dos processos estereofotogramétricos.

Seguindo o critério inicial, vamos fazer o estudo dos erros para o caso de levantamentos estereofotogramétricos aéreos destinados a serem restituídos no autógrafo Wild.

Vimos que as fotografias, abrangendo a mesma região, eram tiradas de dois pontos distintos do espaço; estes pontos denominam-se *estações* e a distância entre êles é a *base aérea* que designámos por B_s.

Consideremos neste estudo a não existência de deriva, a base horizontal e o terreno plano e horizontal.

Seja M, ponto médio da base, o centro de um sistema de eixos em que o eixo dos Y coincide com a base e o eixo dos Z é vertical.

Qualquer ponto P do modêlo estereoscópico é determinado pela intersecção de dois raios saindo das duas estações e pode ser definido, em coordenadas semi-polares, pela sua distância S_m ao ponto M, pela distância nadiral (ângulo com o eixo dos Z) ν_m e pelo ângulo φ_m que a projecção de MP, sôbre o plano vertical YZ, faz com o eixo dos Z, ou pelo ângulo β_m que a projecção de MP, sôbre o plano vertical XZ, faz com o eixo dos Z. Os ângulos ν_m, φ_m, β_m não são, pois, independentes, existindo entre êles a relação:

$$\cos \nu_m = \cos \varphi_m . \cos \beta_m \ .$$

Consideremos um plano vertical passando por M e pelo ponto P e seja êsse, o plano da fig. 5, plano onde se mede a distância nadiral ν_m.

O ponto P é caraterizado, sob o ponto de vista dos erros, por uma *quádrica de êrro médio*, que define os erros que se cometem, em qualquer direcção, ao colocar a marca sôbre o modêlo estereoscópico. Essa quádrica [1] *é um elipsóide de revolução com centro no ponto*

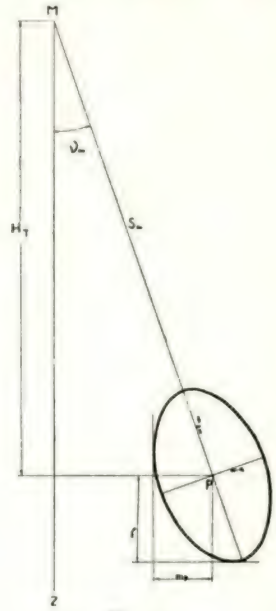


Fig. 5

P e eixo maior dirigido segundo MP; o semi-eixo maior tem por valor:

$$m_{sm} = \frac{S^2_m}{B_s . \cos \varphi_m} K \frac{m_1}{\rho},$$

e o semi-eixo menor:

$$m_q = S_m \frac{m_2}{\rho},$$

em que:

m_1 — êrro médio de acuïdade visual estereoscópica,

$m_2 = 2m_1$,

K — valor função de S_m B_s e φ_m,

$\rho = 636.620$ segundos centesimais.

Se designarmos por H_T a altura do vôo acima do terreno será:

$$S_m = \frac{H_T}{\cos \nu_m} = \frac{H_T}{\cos \varphi_m . \cos \beta_m} \ .$$

Substituindo estes valores nas expressões dos semi-eixos do elipsóide, teremos:

$$\boxed{\begin{aligned} m_{sm} &= \frac{H^2_T}{B_s \cos^3 \varphi_m . \cos^2 \beta_m} . K . \frac{m_1}{\rho}, \\ m_q &= \frac{2 H_T}{\cos \varphi_m . \cos \beta_m} . \frac{m_1}{\rho} \ . \end{aligned}}$$

[1] Vidé Baeschlin et Zeller, pg. 222, o estudo completo desta quádrica.

Definidos os elementos do *elipsóide de êrro médio,* resta determinar os erros que se cometem segundo a vertical e num plano horizontal, os quais permitem, em seguida, calcular os erros altimétrico e planimétrico cometidos na restituïção.

Segundo as propriedades do elipsóide de êrro, o *êrro médio de altitude* (segundo a vertical) será igual à distância entre um plano horizontal tangente ao elipsóide e o seu centro *P,* e o *êrro médio máximo de posição* (no plano horizontal) é igual à distância entre o centro do elipsóide e um plano vertical perpendicular ao plano da figura e tangente ao elipsóide. Designando êsses erros por m_h e m_p e atendendo às propriedades da elipse meridiana existente no plano da figura e de semi-eixos m_{sm} e m_q, teremos:

$$m_h = \sqrt{m^2_{sm} \cdot \cos^2 \nu_m + m^2_q \cdot \operatorname{sen}^2 \nu_m} \quad ,$$

$$m_p = \sqrt{m^2_{sm} \cdot \operatorname{sen}^2 \nu_m + m^2_q \cdot \cos^2 \nu_m} \quad .$$

Substituindo, nestas expressões, os valores de m_{sm} e m_q pelos que foram atrás calculados, teremos, por transformações das funções trigonométricas, as fórmulas:

$$m_h = \frac{m_1}{\rho} \cdot H_T \cdot \sqrt{\left(\frac{H_T}{B_s} \cdot \frac{K}{\cos^2 \varphi_m \cdot \cos \beta_m}\right)^2 + \left(\frac{2 \operatorname{sen} \nu_m}{\cos \varphi_m \cdot \cos \beta_m}\right)^2} \quad ,$$

$$m_p = \frac{m_1}{\rho} \cdot H_T \cdot \sqrt{\left(\frac{H_T}{B_s} \cdot \frac{K \cdot \operatorname{sen} \nu_m}{\cos^3 \varphi_m \cdot \cos^2 \beta_m}\right)^2 + 4}$$

Vamos simplificar estas fórmulas e aplicá-las ao caso dos levantamentos destinados a serem restituídos no autógrafo Wild.

Na fórmula de m_h, o segundo termo debaixo do sinal de radical é muito pequeno relativamente ao primeiro, para o maior valor possível de ν_m, donde o podermos desprezá-lo, e portanto:

$$m_h = \frac{K}{\cos \nu_m \cdot \cos \varphi_m} \cdot \frac{H_T^2}{B_s} \cdot \frac{m_1}{\rho} \quad .$$

Para aplicar ao autógrafo Wild, consideramos o caso do *levantamento convergente-normal* ($\gamma = 18^g$) com a base horizontal e dirigida no sentido do vôo, hipóteses já admitidas para a dedução das fórmulas gerais. Como o semi-ângulo de abertura da câmara fotográfica é de 22^g (chapas de formato $13 \times 13\ cm^2$), os pontos, situados nos cantos do par e para os quais φ_m e β_m são máximos, serão definidos por:

$$\varphi_m = \frac{\gamma}{2} + 22^g \simeq 30^g \quad \text{e} \quad \beta_m \simeq 20^g \ .$$

Para estes valores e para $m_1 = 40$ segundos centesimais, vem para *valor máximo de m_h:*

$$m_{h\ máx.} = 0{,}0000874 \frac{H_T^2}{B_s} \ .$$

Os valores mínimos de φ_m e β_m correspondem ao ponto para o qual $\varphi_m = \beta_m = 0$, donde o *valor mínimo de m_h:*

$$m_{h\ min.} = 0{,}0000628 \frac{H_T^2}{B_s} \ .$$

Para o cálculo do *êrro médio de altitude* em tôda a chapa adoptaremos a média dos valores máximo e mínimo:

$$\boxed{m_h = 0{,}000075 \frac{H_T^2}{B_s}} \ .$$

A expressão de m_p não permite simplificações por desprêzo de termos, visto os dois termos debaixo do radical serem da mesma ordem de grandeza. O seu valor mínimo, para $\varphi_m = \beta_m = 0$, toma a forma simples:

$$m_{p\ min.} = \frac{2m_1}{\rho} \cdot H_T \ ,$$

e para $m_1 = 40$ vem:

$$m_{p\ min.} = 0{,}00013\ H_T \ .$$

O valor máximo para $\varphi_m = 30^g$, $\beta_m = 20^g$ e $H_T/H_s = 3{,}44$ ($\gamma = 18^g$) é:

$$m_{p\ máx.} = 0{,}00023\ H_T \ .$$

O valor médio de m_p, para a hipótese de $\gamma = 18^g$, é:

$$\boxed{m_p = 0{,}00018\ H_T} \ .$$

Em resumo, *os erros médios cometidos em altitude e posição* ao efectuar a restituïção dum levantamento aeroestereofotogramétrico convergente-normal ($\gamma = 18^g$) são:

$$\boxed{\begin{aligned} m_h &= 0{,}000075 \frac{H_T^2}{B_s} \\ m_p &= 0{,}00018\ H_T \end{aligned}} \ .$$

Os erros *altimétrico* e *planimétrico* cometidos na restituïção têm, respectivamente, por expressões:

$$\varepsilon_a = \pm (m_h + m_p \text{ tg } \alpha)$$
$$\varepsilon_p = \pm m_p$$

em que α é a inclinação média do terreno.

No quadro seguinte estão *calculados pelas fórmulas rigorosas,* os erros de altitude e posição para várias alturas de vôo:

QUADRO DOS ERROS COMETIDOS NOS LEVANTAMENTOS CONVERGENTES-NORMAIS COM AS CARACTERSÍTICAS:

Formato quadrado 13×13 cm²
Distância focal — 165 mm.
Formato restituível — 12×12 cm²
Sobreposição longitudinal — $s_v = 20$ %
Sobreposição lateral — $s_l = 30$ %
Ângulo de convergência — $\gamma = 18^g$
Relação da base para a altura de vôo — $B_s / H_T = 1/3{,}44$.

Altura do vôo acima do terreno H_T (m)	Êrro médio de altitude m_h			Êrro médio de posição m_p		
	mínimo (m)	máximo (m)	médio (m)	mínimo (m)	máximo (m)	médio (m)
500	0,11	0,15	0,13	0,06	0,11	0,09
600	0,13	0,18	0,16	0,08	0,13	0,11
700	0,15	0,21	0,18	0,09	0,16	0,13
800	0,18	0,24	0,21	0,10	0,18	0,14
900	0,20	0,27	0,24	0,11	0,20	0,16
1.000	0,22	0,30	0,26	0,13	0,22	0,18
1.100	0,24	0,36	0,30	0,15	0,25	0,20
1.200	0,27	0,37	0,32	0,16	0,27	0,22
1.300	0,29	0,40	0,35	0,17	0,29	0,23
1.400	0,31	0,43	0,37	0,19	0,31	0,25
1.500	0,33	0,46	0,40	0,20	0,33	0,27
1.600	0,35	0,49	0,42	0,21	0,36	0,28
1.700	0,38	0,52	0,45	0,22	0,38	0,30
1.800	0,40	0,55	0,48	0,24	0,40	0,32
1.900	0,42	0,58	0,50	0,25	0,42	0,34
2.000	0,44	0,61	0,53	0,25	0,45	0,35
2.500	0,55	0,76	0,66	0,31	0,56	0,44
3.000	0,66	0,91	0,79	0,38	0,67	0,53
4.000	0,88	1,22	1,05	0,50	0,89	0,70

Os erros finais duma carta estereofotogramétrica são os resultantes da restituïção e desenho, em que estes últimos são devidos ao graficismo e têm, em geral, por expressão *0,00025N* (*N* é o denominador da escala da carta). Aqueles erros terão então os seguintes valores:

$$E_a = \pm [m_h + (m_p + 0{,}00025 \text{ N}) \text{ tg } \alpha],$$
$$E_p = \pm (m_p + 0{,}00025 \text{ N}).$$

Em face do exposto, vemos que é possível estabelecer, matemàticamente, as fórmulas de tolerância para um caderno de encargos dum levantamento estereofotogramétrico, desde que se fixe a altura do vôo H_T atendendo ao factor económico e à natureza dos detalhes planimétricos que necessitamos representar na carta.

Vemos ainda que, dada a expressão do êrro altimétrico, é possível determinar os elementos de vôo a-fim-de que os erros cometidos na restituïção fiquem adentro dos permitidos.

Suponhamos que, para um levantamento *na escala de 1:1.000,* o êrro altimétrico permitido era de:

$$E_a = \pm (0{,}30 + 0{,}50 \text{ tg} \alpha)^m,$$

e o êrro de graficismo 0,00025 N.

A altura do vôo calcula-se a partir de $m_h = \pm 0{,}30$, visto que o cálculo em função de $m_p = 0{,}50 - 0{,}00025 \times 1.000 = 0{,}25$ dá sempre um valor maior, pois o graficismo representa uma grande parcela do coeficiente de tg α.

Teremos então:

$$0{,}30 = 0{,}000075 \text{ } H_T \left(\frac{H_T}{B_s}\right)$$

Para $\gamma = 18^g$ ($s_v = 0{,}20$) é $H_T / B_s = 3{,}44$, donde o valor de H_T:

$$\boxed{H_T = 1.100 \text{ metros}}$$

Se a cota média do terreno fôr de 100 m. a altura do vôo acima do nível médio das águas do mar é de:

$$H_M = 1.200 \text{ metros.}$$

A *base aérea* tem por valor $B_s = \frac{1.100}{3{,}44} = 320^m$ e, para uma velocidade do avião em relação

ao terreno de $v_t = 100$ Km/hora, o intervalo entre disparos é:

$$i = \frac{3{,}6 \times B_s}{v_t} = \frac{3{,}6 \times 320}{100} = 11{,}5 \text{ segundos.}$$

As distâncias entre as fiadas de vôo, para $s_1 = 0{,}30$, será:

$$D = \frac{{}_1 H_T}{f} (1 - s_1) = \frac{0{,}12 \times 1100}{0{,}165} (1 - 0{,}3) =$$
$$= 560 \text{ metros.}$$

A determinação da altura de vôo podia ser feita utilizando o quadro atrás apresentado, cuja análise nos indica que, se os erros permitidos fôssem mais pequenos, teríamos de baixar a altura de vôo.

Mostrámos, apresentando um caso concreto, como é possível efectuar um levantamento estereofotogramétrico, garantindo em tôda a carta determinados erros.

Será possível fazer a mesma afirmação no caso dos métodos clássicos? Só a poderíamos fazer se empregássemos em número tão considerável de pontos que eternizaria o trabalho.

4 — Verificação de um trabalho aero-estereofotogramétrico — O trabalho em questão é o levantamento da Costa do Sol, executado pela S. P. L. A. L. Constou êste trabalho do levantamento daquela região, dividida em 3 zonas limitadas pela linha da costa e por 3 linhas seguindo a anterior, abrangendo áreas de 2.500, 6.000 e 10.000 Ha., respectivamente nas escalas 1/2.000, 1/5.000 e 1/10.000.

No que se segue vamos dar especial atenção à altimetria das cartas, visto o traçado das curvas de nível ser o elemento que melhor define o valor da estereofotogrametria.

O caderno de encargos na parte respeitante à altimetria diz que «cada curva de nível definirá o respectivo plano horizontal com um êrro altimétrico inferior a 1/6 das equidistâncias». Para as escalas de 1/2.000 e 1/5.000, a equidistância é de 2 metros e, por conseguinte, o êrro altimétrico é de $\pm\, 0^m{,}33$. Êste valor corresponderá ao êrro em altitude $m_h = \pm\, 0^m{,}33$, expressão que permitiu o cálculo dos elementos de vôo, ficando assim garantida uma restituïção adentro daquele êrro, conforme já afirmámos.

Vejamos agora o modo como se efectuou a verificação e quais os seus resultados. *Para verificar um levantamento é necessário compará-lo com outro mais rigoroso* e, por isso, poderia fazer-se a verificação de um levantamento estereofotogramétrico comparando-o com outro obtido pelos mesmos processos, mas mais rigoroso, o que se conseguiria voando e fotografando a uma altura inferior pequenas parcelas da região levantada.

Pode ainda efectuar-se a verificação pelos métodos clássicos, não pelo levantamento de pequenas parcelas cujo rigor não pode ser garantido, mas sim pelo traçado de perfis justos do terreno, com o emprêgo de aparelhagem de grande rigor.

Foi êste processo empregado na verificação de uma das cartas da escala 1/2.000 da Costa do Sol, verificação efectuada pelos distintos engenheiros Ponce Álvares, Pacheco de Sousa e Armando Falcão, e nela foi utilizado o seguinte material:

Teodolito universal Wild,
Duplicador taqueométrico Wild com mira horizontal.

O trabalho de verificação consistiu no traçado de vários perfis no terreno e na sua comparação com os obtidos na carta, sendo as distâncias horizontais dêstes últimos medidas com o coordenatógrafo cujo rigor é de 0,01 mm. . As diferenças encontradas entre as cotas das curvas de nível do perfil tirado da carta e as cotas correspondentes (calculadas analiticamente) no perfil do terreno representam os erros altimétricos da carta. Os erros permitidos foram calculados pela seguinte expressão deduzida, pelos referidos engenheiros, das cláusulas do caderno de encargos:

$$\pm \left[0{,}33 + (0{,}60 \operatorname{cosec} \varphi + 0{,}05 \sqrt{D}) \operatorname{tg} \alpha \right]^m$$

em que:

φ — ângulo do alinhamento com a curva,
D — distância do ponto origem do perfil ao ponto considerado,
α — inclinação média do terreno, na região da curva.

Os resultados desta verificação, constantes dum relatório, foram os seguintes:

Êrro médio da carta..... $\pm$ 0,31 m,
Êrro médio permitido... $\pm$ 0,64 m,

e a percentagem dos erros fora do admissível foi de 9 %.

Na parte planimétrica, o êrro cometido foi de $\pm$ 0,60 m. e o admissível, dado pela expressão do caderno de encargos, foi de $\pm 1^m,60$ m. A percentagem de erros fora da tolerância foi nula.

Para mostrar bem a opinião dos relatores da verificação transcrevemos as suas conclusões:

> 1.ª — O trabalho do levantamento da Costa do Sol na escala de 1/2.000, executado pela S. P. L. A. L. para o Ministério das Obras Públicas e Comunicações, *encontra-se dentro das condições impostas pelo caderno de encargos* respectivo, tanto em planimetria como em altimetria;
>
> 2.ª — *Não conhecem os signatários* qualquer trabalho realizado e destinado a idêntico fim que, submetido a uma verificação semelhante à adoptada, se tenha comportado, no seu conjunto, dentro de tão severas e reduzidas normas;
>
> 3.ª — O presente trabalho vem mostrar o *rigor e precisão dos trabalhos estereofotogramétricos,* desde que os trabalhos de campo e de restituïção se organizem racionalmente.

Resta ainda apresentar outro método para deduzir o êrro médio de uma carta a partir da comparação entre os perfis do terreno e da carta. Tem êste método um carácter mais científico que o anterior e os princípios matemáticos (método dos mínimos quadrados) em que se baseia, estão mais de acôrdo com a natureza dos erros cometidos com os processos estereofotogramétricos. A possibilidade da utilização do método dos mínimos quadrados na verificação de cartas estereofotogramétricas concorre para mostrar a superioridade destas cartas às obtidas pelos processos clássicos, onde o não conhecimento da natureza dos erros não permitiria o emprêgo daquele método.

Foi aplicado pelo distinto engenheiro Ferraro Vaz na verificação (1) de uma carta de 1/5.000 da Costa do Sol, verificação que deu o seguinte êrro médio para vários perfis, isto é, para a carta, supondo êsses perfis regularmente distribuídos:

$$\pm (a + b \operatorname{tg}\alpha) = \pm (0{,}12 + 0{,}23 \operatorname{tg}\alpha)^m,$$

com um êrro médio quadrático de $\varepsilon = \pm 0{,}39$; os erros médios quadráticos para a e b são, respectivamente, $\varepsilon_a = \pm 0{,}07$ e $\varepsilon_b = \pm 0{,}16$.

Das cláusulas do caderno de encargos deduziu o mesmo engenheiro o êrro médio admitido:

$$\pm (0{,}33 + 1{,}50 \operatorname{cosec} \varphi \operatorname{tg}\alpha)^m$$

em que φ e α têm a significação indicada atrás.

5 — Considerações finais — Julgamos ter atingido o nosso *desideratum* mostrando a superioridade dos processos estereofotogramétricos sôbre os clássicos. Com êsse fim estudámos os erros cometidos com aqueles processos e concluímos que é possível obter cartas rigorosas, em grandes escalas, o que é apenas função da altura de vôo. Vimos que os métodos estereofotogramétricos permitem deduzir expressões matemáticas para os erros cometidos, o que é impossível com os métodos clássicos.

Apresentámos um levantamento efectuado, as verificações que as cartas sofreram e os respectivos resultados que demonstram a garantia do rigor dos processos empregados. Transcrevemos as conclusões do relatório da verificação onde se afirma o não conhecimento de trabalhos que resistissem a tão rigorosa verificação.

Baseados no exposto, julgamos poder afirmar que não é possível efectuar, com os processos clássicos, *cartas rigorosas em grandes escalas* em tão curto espaço de tempo e em tão boas condições económicas como as obtidas pelos métodos estereofotogramétricos; no caso contrário será falseado o rigor e para êsses casos só uma verificação como a que apresentámos poderá mostrar essa verdade.

---

(1) Vidé «Técnica» n.os 67 e 68, Maio e Junho de 1935.

BIBLIOGRAFIA

Abdullah — Notions de Photogrammétrie Terrestre et Aérienne — Paris, 1934.

Baeschlin et Zeller — Traité de Stéréophotogrammétrie — Maison Wild de Heerbrugg, 1936.

Baeschlin und Zeller — Lehrbuch der Stereophotogrammetrie — 1936.

Baeschlin — Für Theorie des Wild - Autographen — 1929.

Berchtold — L'Autographe Wild — 1929.

Carbin — La Stéréautogrammétrie — 1914.

Cazes — Stéréoscopie de précision, théorie et pratique — Paris, 1895.

Clerc — Applications de la Photographie aérienne — Paris, O. Doin, 1920.

Colardeau — Traité général de Stéréoscopie.

Dock — Photogrammetrie und Stereophotogrammetrie — Berlim, 1920.

Finsterwalder — Photogrammetrie — 1906.

Gruber — Traité de Photogrammétrie aérienne et terrestre — Lausanne, La Concorde, 1930.

Helbling — Die stereophotogrammetrische Geländevermessung — 1921.

Hotine — The Stereoscopic Examination of Air Photographs — London, 1927.

Hugershoff — Photogrammetrie und Luftbildwesen — Berlin, 1930.

Jordan — Handbuch der Vermessungskund — Stuttgart, Metzler, 1932,

Luscher — Fotogrametria — Coleção «Labor».

Ollivier — La Topographie sans Topographes, 1929.

Paganini — Fotogrammetrie — Milano. Hoepli, 1901.

Piazzola — Elemente de fotogrammetria — Roma, 1936.

Pulfrich — Stereoskopiches Sehen und Messen — Iena, C. Fischer, 1911.

— Über Photogrammetrie aus Luftfahrzeugen und die ihr dienenden Instrumente — Iena, 1919.

Porro — Fotografia aérea — Milano, Hoepli, 1932.

Roussilhe — La photogrammétrie et ses applications générales — Paris, 1936.

— Résultats obtenus dans l'emploi de la Photographie aérienne à la révision du Cadastre — 1930.

— Applications de la Photographie aérienne aux levers topographiques de précision — Paris, B. Hollu — 1917, 1920.

— Emploi de la Photographie aériene aux levers topographiques à grande échélle — 1930.

Tolba — Nouvelles recherches dans le domaine de la vision stéréoscopique — Zurich.

Schiffner — La Photogrammétrie considerée comme application de la géometrie descriptive — Paris, Gauthier - Villars, 1908.

Zeller — Stéréophotogrammétrie — Maison Wild.

Winchester — Aerial Photography — London, Chapman & Hall, 1928.

NOTAS BIBLIOGRÁFICAS

Medidas Electro-Fotométricas das lâmpadas eléctricas de incandescência

Eng. F. CAROÇA DE FIGUEIRÊDO

Assistente do I. S. T.
Engenheiro I. S. T.

Edição da Sociedade Nacional de Tipografia — 1936

Trabalho apresentado ao concurso para Prof. de Medidas eléctricas do I. S. T. realizado em Fevereiro de 1937.

Trabalho muito completo sôbre o assunto onde o curioso irá encontrar tudo quanto precisa.

Tudo está muito explicado em linguagem chã. Nota-se que o autor teve a preocupação de não deixar dúvidas na mente de um leitor médio, embora isso tivesse prejudicado um pouco a elegância da exposição que fàcilmente poderia ter sido conseguida sintetizando.

Trata no 1.º capítulo da História, Técnica, Descrição e Tipos das Lâmpadas eléctricas de incandescência.

No 2.º capítulo. Das definições das grandezas fotométricas, unidades e fotómetros; parte esta um pouco resumida.

No 3.º capítulo trata muito minuciosamente a classificação das lâmpadas e do modo de obter as suas características.

O 2.º e 3.º capítulos, são apontamentos, respectivamente sôbre padrões fotométricos e aplicação das células foto-eléctricas.

Descreve em seguida o autor o que seria um laboratório de foto-electricidade e apresenta-nos um minucioso caderno de encargos para fornecimento de lâmpadas de filamento de tungsténio.

J. M. P. A.

PUBLICAÇÕES RECEBIDAS

PORTUGAL

A ARQUITECTURA PORTUGUESA, CERÂMICA E EDIFICAÇÃO — Janeiro, Fevereiro e Março de 1937.
BOLETIM DA ORDEM DOS ENGENHEIROS — Janeiro e Fevereiro de 1937.
BROTÉRIA — Fevereiro de 1937.
CLÍNICA, HIGIENE E HIDROLOGIA — Fevereiro e Março de 1937.
DEFÊSA NACIONAL — Fevereiro e Março de 1937.
ESTUDOS — Janeiro e Fevereiro de 1937.
GIL VICENTE — Janeiro e Fevereiro de 1937.
GAZETA DOS CAMINHOS DE FERRO — 1 e 16 de Fevereiro e 1 e 16 de Março de 1937.
INDÚSTRIA PORTUGUESA — Fevereiro e Março de 1937.
O MUNDO PORTUGUÊS — Fevereiro e Março de 1937.
PORTUGAL CORTICEIRO — 1 e 15 de Fevereiro e 1 e 15 de Março de 1937.
REVISTA DE ARTILHARIA — Fevereiro e Março de 1937.
REVISTA DA FACULDADE DE ENGENHARIA DO PÔRTO — Março de 1937.
REVISTA PORTUGUÊSA DE COMUNICAÇÕES — Fevereiro e Março de 1937.
SEARA NOVA — N.os 499, 500 e 503 a 508.

ALEMANHA

METALLGESELLSCHAFT — N.º 12. Março de 1937.
EL PROGRESSO DE LA INGENERIA — Fevereiro e Março de 1937.
REVISTA SIEMENS — N.º 1 — 1937.

ARGENTINA

LA INGENIERIA — Fevereiro e Março de 1937.
INSTITUTO ARGENTINO DE RACIONALIZACION DE MATERIALES — Fevereiro de 1937.

BÉLGICA

L'OSSATURE METALIQUE — Fevereiro e Março de 1937.

BRASIL

REVISTA BRASILEIRA DE ENGENHARIA — Fevereiro e Março de 1937.
REVISTA DA DIRECTORIA DE ENGENHARIA — Março de 1937.
REVISTA DO INSTITUTO DE ENGENHARIA — Fevereiro e Março de 1937.

FRANÇA

REVUE DE L'ALUMINIUM — Janeiro e Fevereiro de 1937.
REVUE DU NICKEL — Fevereiro e Março de 1937.
LA TECHNIQUE SANITAIRE ET MUNICIPALE — Fevereiro e Março de 1937.

ITÁLIA

L'INGEGNERE — Fevereiro e Março de 1937.

SUISSA

REVUE BROWN BOVERI — Janeiro e Março de 1937.

TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA, DOS ALUNOS DO I. S. T.

CORPO REDACTORIAL: JOSE AUGUSTO DOS SANTOS, JOSÉ M. P. ATHAYDE, LUIZ MONTEIRO FORTE
ADMINISTRADOR: LUIZ GUIMARÃES LOBATO
DIRECTOR: MANUEL BRAVO

Propriedade e Edição da A. E. I. S. T.

Granulados de mármores

para exportação e para o país

Mosaicos de granulados de mármore

OS MAIS BONITOS
OS MAIS RESISTENTES
OS MAIS VANTAJOSOS

Soc. Portuguesa CADAN

Rua D. Estefania, 42

Telefone 47812 *Lisboa*

EMULSÕES

de asfalto para estradas

Todos os tipos e percentagens

TELEFONE 20879

Telegramas: Epalda — LISBOA

FÁBRICA EM SACAVÉM

TAM-TEX

A tinta impremeabilizadora empregada nas importantes obras do Estado e particulares; como:

Arsenal do Alfeite
Colégio de St.ª Dorotea (Lisboa)
Créche Júlia Moreira (Lisboa)
Escola do Bairro Social do Arco do Cego
Escola Naval no Alfeite
Hospital Curry Cabral
Hospital de St.º António dos Capuchos
Instituto Nacional de Estatística
Liceu Fialho d'Almeida (Beja)
Liceu Júlio Henriques (Coimbra)
Liceu Latino Coelho (Lamego)
Maternidade Júlio Diniz (Pôrto)
Novo Manicómio de Lisboa
Palácio Nacional de Belem
Etc., Etc.

ÚNICOS IMPORTADORES

AGUIAR & MELO, L.DA

P. do Municipio, 13, Loja

L I S B O A

OFICINAS E LABORATÓRIOS

DO

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

As oficinas pedagógicas do Instituto Superior Técnico, de CARPINTARIA DE MOLDE, de INSTRUMENTOS DE PRECISÃO e de ELECTROTÉCNICA, fornecem todo o género de material escolar e de demonstração para o ensino técnico. Nos laboratórios de QUÍMICA ANALÍTICA, FÍSICA INDUSTRIAL E DE MINERALOGIA executam-se análises para o público

Para quaisquer informações, dirigir-se ao secretário da comissão executiva

Companhia das Fábricas Cerâmica Lusitânia

Sociedade Anónima de Responsabilidade Limitada

Antiga Fábrica Bessière

12 Fábricas de bons produtos cerâmicos

Sede social: R. DO ARCO CEGO, 88 — LISBOA

Armazem no PORTO — 240, R. Nova do Almada, 253

Escritório das fábricas de COIMBRA — Loreto — Estação

Depósitos próprios de distribuição e venda em:

FARO, SETÚBAL, LISBOA, COIMBRA, VISEU, PÔRTO E BRAGA

TELEGRAMAS:

Lisboa - EREISSEB

Coimbra-CERAMICA LUSITANA

TELEFONES:

LISBOA..... 45146 (P. B. X.)
COIMBRA . 816
PORTO..... 4581
BRAGA..... 132
VIZEU..... 260
SETUBAL . 435
FARO..... 231

AS MAIORES FABRICAS

DE

LOUÇA SANITÁRIA (1 FÁBRICA)

Retretes, lavatórios, bidets, urinóis, banheiras, pias, retretes turcas, etc.— O melhor fabrico nacional, rivalizando com o melhor estrangeiro

AZULEJOS (2 FÁBRICAS)

Brancos, decorados e artisticos, em pó de pedra e em pasta calcárea (Tipo Espanhol)

LADRILHOS DE CIMENTO (2 FÁBRICAS)

Os mais resistentes, os mais bonitos e os mais baratos

PRODUTOS REFRACTÁRIOS (2 FÁBRICAS)

Barro em pó, tejolos e tejoleiras.— A melhor qualidade e a maior garantia

MOSAICOS CERAMICOS (1 FÁBRICA)

Os mais resistentes, grande variedade de côres e de tipos

TELHAS E TEJOLOS (4 FÁBRICAS)

Todos os modelos e dimensões, a melhor qualidade, a maior produção, o mais baixo preço

TUBOS DE GRÉS (2 FÁBRICAS)

A melhor qualidade.— A maior resistência.— O mais baixo preço

Produção anual: Mais de 50 milhões de produtos

Area construída: mais de 80.000 metros quadrados

1.000 cavalos de fôrça motriz

2.000 operários e empregados

PORTUGUESES! PREFERI OS NOSSOS PRODUTOS!

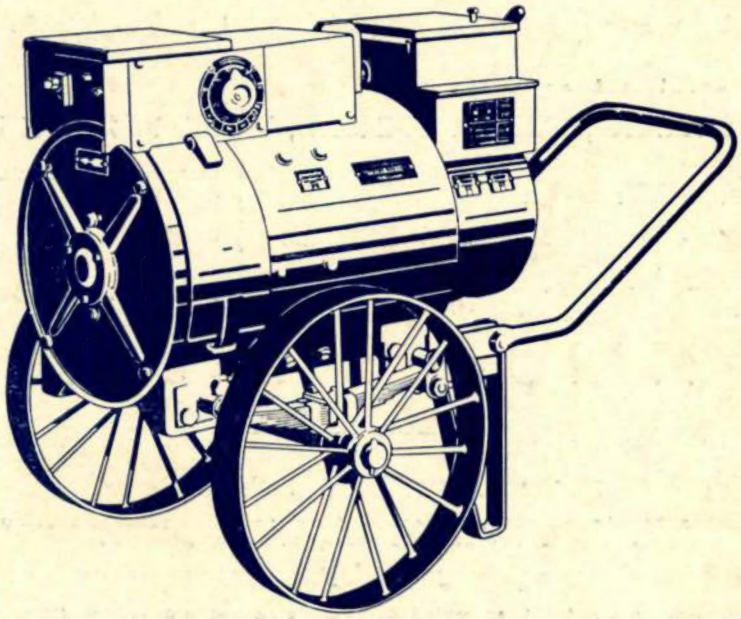
SOCIEDADE ANÓNIMA

BROWN, BOVERI & CIE.

BADEN (SUISSA)

A firma que instalou o maior número de kilowatts nas centrais Eléctricas Portuguesas

A firma que montou o maior número de turbinas a vapor em Portugal



Grupo para a soldadura eléctrica pelo arco de corrente contínua, 15-180 ampéres, 30-300 ampéres, 20-400 ampéres, dínamo especial sem inercia magnética

REPRESENTANTE GERAL PARA PORTUGAL E COLÓNIAS:

EDOUARD DALPHIN, ENGENHEIRO-DELEGADO

Escritório Técnico: Rua Passos Manuel, 191, 2.º — PORTO

Todas as máquinas eléctricas, transformadores, mutadores, aparelhos para alta e baixa tensão. Montagem completa de centrais termo e hidro-eléctricas. Electrificação de fábricas e de caminhos de ferro. Locomotivas, e auto-motoras Diessel-eléctricas Máquinas de extracção. Turbinas a vapor. Geradores de vapor Velox. Máquinas frigoríficas. Comandos eléctricos especiais para todas as máquinas utilisadas nas Fábricas de Fiação, Tecelagem, Acabamentos, Estamparia, Cimento, Moagem, etc.